

# 卷頭言

## ブリッジ・レスキュー・システム（BRS）

大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻

北 田 俊 行

### 1. まえがき

最近、既設橋の補修・補強および維持管理システム構築の仕事が年々増えてきている。それは、1960年代の高度経済成長を支えるために、また東京オリンピック（1964年）、大阪万国博覧会（1970年）などの折に、多くの橋が集中的に建設され、それらの橋梁群が老朽化しつつあるためである。

損傷が引き起こす事故を防止するため、車線規制および車両重量制限などの機能制限、ならびに通行止めが必要とならないように、しかも経済的に、これらの老朽な橋梁群を維持管理していくことが、これから重要な社会問題になりつつある。

1995年の兵庫県南部地震の後は、既設橋の耐震補強の仕事も増えてきている。我が国は、地震国である。したがって、今後、残存耐用年限中に発生する可能性は少ないが全く無いと言えない強地震（レベル2の地震）に対して、多くの老朽な橋梁群を経済的で合理的に管理していくことも重要な課題である。

最近は、橋がその周辺環境、すなわち住環境と自然環境とに及ぼす負荷が問題となってきている。その関係で、橋の環境負荷の低減に関する仕事も増えている。このような状況において、老朽な橋梁の補修・補強のために、その橋の機能制限あるいは機能停止を行うことは、その橋梁周辺の道路交通網の渋滞・混乱という形での周辺環境負荷が伴うことになる。このような事態の発生は極力に避けるようにしないと、橋の管理者に対して厳しい管理責任が問われることになりかねない。

ところが、このような厳しい既設橋の現状を改善していく上で重要な立場にある橋梁業界の仕事が、最近、一般の人々から十分に理解されず、おろそかにされている。国を支える重要な基盤構造物の1つである橋梁構造物を長年に亘って健全に維持していく上で極めて重要な橋梁業界が、現在、厳しい状況に陥っていること、および、その打開策についての私見を、文献1)～4)にまとめた。この巻頭言は、これらの参考文献の延長として位置づけている。

これから先、多くの橋で老朽化が進み多くの損傷事故や落橋事故、および地震被害が発生した場合、それらの橋を補修、補強、および復旧する財源および技術者が不足し、至る所で、車線規制、車両重量制限、および通行止めが発生して、我が国において、円滑で快適な日々の社会活動が期待どおりに実現できなくなることが十分に予測できる。例えば、盆や正月やゴールデン・ウィークの長期休暇前に、ある幹線道路にある老朽橋において、機能制限あるいは機能停止を伴うほどの大きな損傷が発見された場合、その橋の管理責任者の頭を悩ます、以下のような難しい判断が迫られる事になる。すなわち、これらの長期休暇期間中、その橋の機能制限あるいは機能停止を行うことは、社会に与える影響が大きすぎるため、日頃の維持管理に対する責任が追及される。かといって、機能制限あるいは機能停止を行わず、それによって大きな事故が発生すれば、その被害には計り知

れないものがあり、この場合にも日頃の維持管理に対する責任が厳しく追及される。

それでは、どうすれば良いのか。それに対する私見を述べることが、この巻頭言の主題である。

## 2. ブリッジ・レスキュー・システム（BRS）

### 2.1 システムの概要

年中、24時間、いつでも緊急対応できるシステムである必要がある。何か緊急を要する可能性がある大きな損傷が、ある橋で発見されるとする。するとまず、そのことが、その橋の管理責任者に連絡される。管理責任代表者は、以下のブリッジ・レスキュー・ドクター（BRD、緊急往診橋梁ドクター）およびブリッジ・レスキュー・シニア・エンジニア（BRSE、緊急往診代表技術者）に連絡して、3者で損傷現場に直行して、以下のBRS用補修・補強道具およびBRS用補修・補強材料を用いた緊急対策案を即座に立てる。この3者視察において、その橋の交通流の規制や停止の判断も検討する。方針が決まれば、管理責任代表者あるいはBRSEが、ブリッジ・レスキュー・プロフェッショナル・エンジニア（BRPE、緊急往診専門技術者）に損傷の緊急補修・補強の要請を行い、BRS用補修・補強道具およびBRS用補修・補強材料の手配を行う。

BRSの実現に向けて、関係者の責任体制について十分に明確にしておくことが必要である。しかし、この巻頭言では、責任体制については詳しく触れずに、具体化するまでの重要課題として残している。

このBRSは、文献4）で提案した橋の安全環境センターの中に設置できればと思っている。この橋の安全環境センターは、以下のような特徴を有している。

- ①橋梁の管理責任者、橋の技術者、橋の利用者、および橋の周辺環境の管理責任者のいずれの利害にも独立で公正なものでなければいけない。
- ②信頼のできるセンターでなければいけない。そのためには、土木技術者倫理15項目<sup>5)</sup>を遵守する人々で構成することが必要である。
- ③対象とする橋に直ぐに行けるように、関西の橋を対象とするのなら、関西になければいけない。

### 2.2 BRD（緊急往診橋梁ドクター）

国土交通省近畿地方整備局では、現在、防災ドクターおよび橋梁ドクターの制度を設けて、それぞれ同整備局で管理する土木構造物および橋梁構造物の維持管理に対応している。これらのドクターには現在、大学関係の学識経験者がなっているようである。

しかしながら、BRDになるには、以下の条件を満足することが必要である。

- ①橋梁工学（鋼橋部門とコンクリート橋部門とに区別）の造詣が深い。
- ②土木技術者倫理規定<sup>5)</sup>を遵守する。
- ③緊急対応という目的から、BRSは緊急対応が可能な広さの地域ごとに設ける必要性がある。

例えば、関西地区にある橋のBRSのBRDであれば、関西地区に在住していることが必要である。

以上の条件を満たせば、BRDとしては、大学教員を中心とする学識経験者である必要はない。ただし、①と②との条件は、客観性のある厳格な試験等によって、資格審査を行うことが必要である。さらに、厳格な資格審査によって選ばれたBRDに往診をお願いするときのBRDの権限と破格

の高報酬とを明確にしておく必要がある。高報酬は、厳しい資格審査の合格、および昼夜を問わない緊急性および厳しくて危険な現場作業のためである。

### 2.3 BRE（緊急往診橋梁技術者）

BREとしては、2種類の技術者が必要である。それらは、BRSE（代表技術者）とBRPE（専門技術者）である。BRSEは、橋梁の製作・架設・維持管理の全般に造詣が深い熟練技術者であり、BRPEは、溶接、ガス切断、あるいは橋梁現場作業に熟練した比較的若い技術者である。BREの条件は、以下である。

①橋梁（鋼橋部門とコンクリート橋部門とに区別）の製作・架設・維持管理の全体に造詣が深い（BRSE）、あるいは溶接、ガス切断、および橋梁現場作業のうちの1つの専門技術に優れている（BRPE）。

②土木技術者倫理規定<sup>5)</sup>を遵守する。

③ある地域にある橋のBRSのBREであれば、その地域に在住していることが必要である。

ここで、①と②との条件は、客観性のある厳格な試験等によって、資格審査を行うことが必要である。厳格な資格審査によって選ばれたBRSEおよびBRPEに往診補修・補強をお願いするときの権限（特にBRSEの場合）と破格の高報酬を明確にしておく必要がある。高報酬は、厳しい資格審査の合格、および昼夜を問わない緊急性および厳しい危険な現場作業のためである。

### 2.4 BRS用補修・補強道具

昼夜を問わない緊急性および厳しい危険な現場作業という条件から、BRS用補修・補強道具として、厳しい施工性が要求される溶接は原則として不適切である。一般的な道具としては、ガス切断機、高力ボルト、および高力万力（適切なものがなければ、新規に開発する必要がある）<sup>6)</sup>などである。

その他、損傷の状況を調べるため、鋼橋なら、亀裂の程度を調べる磁粉探傷器、板厚を測定する板厚測定器、および現場で簡単にひずみの測定が可能なひずみ測定器なども必要である。ひずみ測定器としては、名古屋大学の山田健太郎先生の研究室で開発された非接着でひずみを測定する応力聴診器が便利である。

これらの道具については、橋梁管理者で相談して、対象地域内のどこでも直ぐに提供できるように、適切な数箇所に普段から準備・保存しておく必要がある。

### 2.5 BRS用補修・補強材料

BRS用補修・補強材料としては、種々の板厚の鋼板（板厚についてはBRSEと相談して決める。必要な板幅や長さについては、BRSEからの指示によって、保存場所でガス切断して現場に提供できるようにしておく）、山形鋼・溝型鋼（準備する断面寸法については、BRSEと相談して決める）、速硬セメント（ジェットセメント）などが考えられる。鋼材の鋼種としては、普通鋼（SS400）、および、切断等の現場作業性は悪くなるかもしれないが強度が高く断面積が小さくできる高張力鋼の2種類を準備しておくのがいい。

### 3.まとめ

以上、私なりにBRSの必要性とその具体化案についてまとめてみた。このようなBRSが必要か否かについて、一度、橋梁の管理者、(財)日本橋梁建設協会など、関係者で検討していただきたい。その結果、BRSの必要性に賛同していただける場合、その具体化において、この巻頭言の案には、まだまだ多くの検討の余地が残っている。したがって、参考案程度に考えていただき、関係者により充実したシステムを考えていただきたい。さらに、実現してからも、絶えず更新していただきたいと思う。

私の考えたBRSが実現することを願って、この稿を終える。

### 参考文献

- 1) 北田俊行：これから既設橋梁の維持管理について、片山技報、No.24、pp.（1）～（9）、  
2005.1
- 2) 北田俊行：大学から見た橋梁業界の現状と今後への期待、(社)日本橋梁建設協会、橋梁技術  
発表会第2部、特別講演、テキスト23ページと概要版8ページ、2007.11.13
- 3) 北田俊行：これからの橋梁技術者、川田技報、寄稿論説、Vol.27、pp.4-10、2008.1
- 4) 北田俊行：橋と周辺環境のリフレッシュ、ベース設計資料、N0.136土木編、2008年度版、  
2008.3.20（掲載予定）
- 5) 土木教育委員会倫理教育小委員会：土木技術者の倫理、事例分析を中心として、土木学会、  
2003.10
- 6) 橋本国太郎、山口隆司、北田俊行、鈴木康夫：橋梁の応急的な補修を想定した万力摩擦接合に  
関する基礎的実験、構造工学論文集、Vol.54A、土木学会、2008.3（修正論文返却）

# 技術評論

(株)宮地鐵工所 理事技術本部長 金原 慎一

私が入社した昭和55年は、本四架橋の大鳴戸橋補剛桁の設計に着手した年である。本四架橋をはじめ全国に長大橋の建設が続く、鋼橋業界にとって華やかに見える時代の始まりであった。この長大橋建設は平成11年開通の来島海峡大橋以後、急激に減少している。その後、公共事業のコスト縮減要求から橋建協を中心に桁橋を対象として合理化橋梁の開発が始まり、『新しい鋼橋』として多くの橋梁が建設されてきている。

合理化橋梁のコンセプトは、概ね以下である。

- ①合成床版やP C床版など高耐久性を有し、剛性の高い床版を用いることで、床版支間を拡大し、主桁本数を減少させる。
- ②高耐久性床版に横力や荷重分配性能を分担させることで、横構の省略や横桁の簡素化や省略を図る。
- ③部材数の減少させ、構造の簡素化をすることによって、製作・架設工数を減少させるとともに、防食性能を向上させる。

こういった合理化橋梁開発の背景には、解析技術の発展と実験データの蓄積があると考えられる。

いわゆる従来橋梁の設計業務を行っていた頃は、2次元骨組み解析が主体で、橋脚の変形の影響を考慮しなければならない時でも橋脚のモデルを平面格子解析上で工夫して断面力を算出していた。立体骨組み解析やFEM解析などは特殊な場合に限られた。

局部的な応力状態に不明確な部分があったこともあり、従来の鋼橋ではそれを構成する各部材にそれぞれ個別の役割を持たせ、複数の機能を期待することはほとんどなかった。横桁は荷重分配、対傾構は2次部材として断面保持、横構は地震荷重や風荷重に抵抗する部材として、床版は活荷重を主桁に伝達する部材として設計していた。

現在は、パーソナルコンピュータレベルで、橋梁全体を対象に100万節点を超える3次元FEM解析が可能であり、局部的な応力状態も比較的容易に把握することができるようになった。これに加え、解析結果の検証等を目的として、様々な基礎的実験や実物大の実験を経て、必要最小限の部材で構成される合理化橋梁が生まれてきた。現在は、多大な労力をかけて開発してきた合理化橋梁に少しずつ工夫を加えながらその建設を行ってきており、一方で既設橋のメンテナンス・延命化も重要な課題となっている。

従来形式橋梁の損傷事例として、本誌12号に報告した土石流のために片側のアーチリブが破壊した国界橋や斜材が腐食のため破壊した国道23号線の木曽川大橋などが挙げられる。これらは極端な事例ではあるが、主構が損傷しても大事故に至ることはなかった。これらの橋梁には設計値に現れないリダンダンシーや

橋梁全体系としてのフェールセーフ機能を有していたことになる。

先にも述べたように現在の橋梁は、かなりの部材をそぎ落としており、そのリダンダンシーも減少してきていることは確かである。設計荷重の評価や構造解析的な応力評価の精度は向上しているものの耐用年数100年という長期的な視野にたった場合、まだ解決しなければならない課題も多い。特に、重要な課題は耐力設計とLCCを考慮した耐久性の確保であり、その具体的な対処方法として以下の事項が挙げられる。

- ①橋梁が有する耐力の明確化のための限界状態設計法の適用
- ②その明確化された耐力によるリダンダンシーもしくはフェールセーフ機能の評価法の確立
- ③BHSなど新たに開発される高機能性鋼材の適用と品質管理
- ④むやみにFP溶接や仕上げを多用せずに必要な疲労耐久性を満足する構造の検討・採用
- ⑤有害な溶接欠陥を確実に検出できる検査方法の確立や構造詳細への配慮
- ⑥防錆仕様に適応した構造詳細の検討（最近クローズアップされている金属溶射を採用する場合の現場継手部、狭隘部への配慮）
- ⑦合成床版床版におけるコンクリート充填確認手法や点検手法の確立
- ⑧安価で安全な架設工法の開発

一方、既設橋梁は2011年には建設後40年を迎えるものの割合が56%になるといわれている。これらの既設橋梁のメンテナンスが適正に行われなければ、米国での事例と同様に大きな事故に繋がることは容易に理解されるところである。これら、既設橋梁に関する課題として以下が挙げられる。

- ①モニタリングを含めた調査・診断技術
- ②延命化を目的とする補修・補強技術
- ③短期間での更新技術

以上に述べたことは、我々橋梁技術者が抱える課題の一部と考える。新設橋において、合成構造なども多く計画されており、鋼のみならずコンクリートに関する知識・経験が要求されている。また、維持管理や保全工事などに関して、設計・製作・架設・検査等にまたがった知見や経験が必要になってきている。

中堅・若手の技術者には、今まで以上にいろいろな分野に積極的に関与して幅広い知識を吸収していただきたい。そして、既成概念にとらわれないアイデアを活用して、安全で耐久性の高い橋梁を後世に残せることを切に願うものである。

# 鋼材とFRPのハイブリッド型枠を用いた合成床版の構造簡素化について

## A Study on Structural Simplification of FRP Composite Slab Using a Hybrid Permanent Form of Steel and FRP

久保圭吾<sup>\*1</sup> 河西龍彦<sup>\*2</sup>  
Keigo KUBO Tatsuhiko KASAI

### Summary

A steel-FRP-concrete composite deck was developed for replacement of deteriorated slab. The composite deck is consisting of a FRP form holding steel rectangular pipe to stiffen the form when concrete is casted. In this study the structure of this composite deck was rationalized. To evaluate fatigue durability of the composite deck is the most important structural problem for highway bridges. Here, wheel running fatigue test on full-size specimens are carried out, to find out the influence of the truss reinforcing bars arranged between the steel tubes. The results and evaluation of these trusses are described in the paper. Also, the bottom plate and connection plate improved to do fieldwork easily into reasonable one are confined to have sufficient durability.

キーワード：FRP合成床版、FRP継手、疲労強度、輪荷重走行試験

### 1. はじめに

既設橋梁のRC床版は、交通量の増加と交通荷重の増大により、劣化・損傷を受け、補修・補強が行われてきたが、近年、補修・補強後の床版において、損傷が顕在化してきており、打替えを余儀なくされる事例が増加している。また、海岸地域や融雪剤を散布する積雪地域の橋梁床版では、塩害による劣化が深刻であり、高耐候性を有する床版が求められている。このような要求に応えられる床版の一つとして、軽量で断面形状にある程度自由を持たせた合成床版を開発<sup>1)</sup>した。図-1に本床版の構造概念図を示す。本床版は、型枠パネルの角形鋼管内を中空とすることで軽量化を図っており、配筋方向の断面力に対しては、FRPで応力伝達する構造とすることにより、引張側配筋を省略し、現場施工性の向上が図られている。

本床版に関しては、すでに実床版中のFRP底板継手部の疲労耐久性の検証を行い、実橋床版として十分な疲労耐久性を有していることが確認されている<sup>2)</sup>。このため、本床版のFRP成形、施工の合理化を目的とし、図-2に示す、FRP厚の減少、継手形状の改善、およびトラス鉄筋の省略を試みた。本論文では、これらの合理化構造による耐荷力、耐久性を調べるために実施した各種試験結果について報告する。

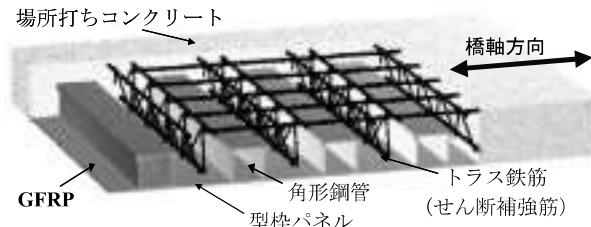


図-1 構造概念図

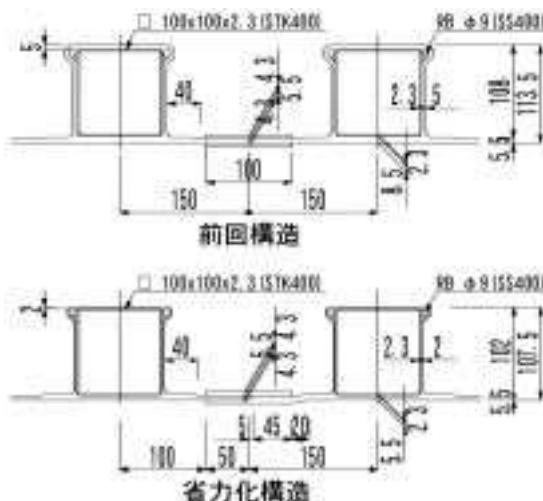


図-2 省力化構造の概要

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 生産本部工場管理部長

## 2. FRP 継手の疲労試験

## (1) FRP板の疲労試験

F R P 継手部の疲労強度を調べるために、図-3に示す供試体により引張疲労試験を行った。このとき、F R P 継手は、偏心の影響がない両面添接板方式とし、現場作業の簡略化のため片側の添接板を母材と一体成形した構造としている。なお、F R P 継手部は、接着剤により接合されるが、施工時の密着性を確保するため、ブラインドリベットを併用している。図-4にF R P 継手のS-N関係を示す。これより、F R P 継手のS-N線の傾きは $m=6$ 程度であり、鋼部材の $m=3$ と比べ緩やかであることがわかる。F R P は、一般的に繰り返し応力を受けると、内部に微細なひび割れが生じて光の透過性が失われるため、白化現象が生じる。このため、各供試体で白化現象が見られた回数を継手部損傷として図中に追記した。これより、白化現象が生じてから破壊に至るまでに10倍程度の載荷回数に耐えられることから、損傷を受けた後もかなり残存耐力を有することがわかる。

## (2) FRP板—コンクリート合成はりの疲労試験

実床版中におけるF R P 継手部は、上面にコンクリートを有しており、床版の曲げ作用をF R Pとコンクリートの合成断面にて受け持つ構造となる。このため、実床版中でのF R P 継手部の挙動を再現するため、F R P 板－コンクリート合成はりの供試体（図-5）を用いた、曲げ疲労試験を実施した。試験は、支間800mmの中央に線載荷する方法で行い、荷重は最大荷重の10%を下限値としたサイン波で与えた。表-1に、各構成材料の特性を示す。

図-6に、合成はりの疲労試験によるS-N関係を示す。なお、図中の矢印は、継手部以外で破壊した供試体を示している。これより、曲げ疲労試験では引張疲労試験と比べて、損傷までの寿命、破壊寿命ともにばらつきが大きい傾向が見られる。これは、曲げ試験では、コンクリートのひび割れやコンクリートとFRPの付着による誤差を含みやすいことによると考えられる。また、応力振幅の低い領域では、合成はりの疲労試験結果は、引張疲労試験結果と比べて破壊回数が小さい傾向がある。これは、破壊がコンクリート部や支点部など、継手部以外で破壊したためである。

一般に鋼構造の継手では $2 \times 10^6$ 回にて疲労評価を行っており、これを本F R P継手に適用すると45MPa程度

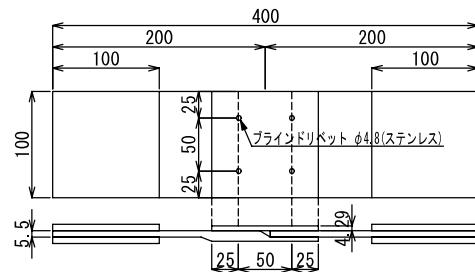


図-3 繼手部供試体

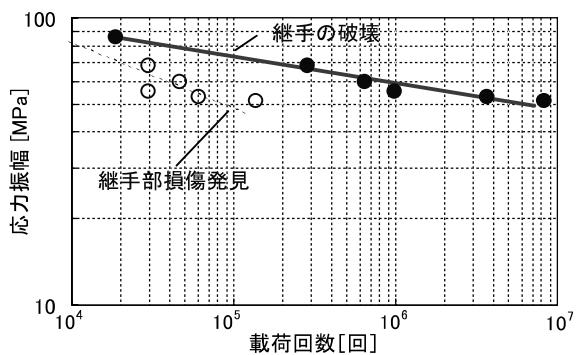


図-4 繰手強度 (FRP板の引張試験)

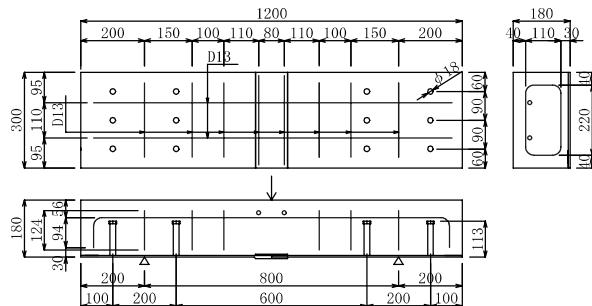


図-5 F R P-コンクリート合成はり供試体

表一 1 材料特性

材料	弹性係数 [GPa]	静的強度 [MPa]
F R P	18.8	283
コンクリート	32.3	30.1
鉄筋	200	534

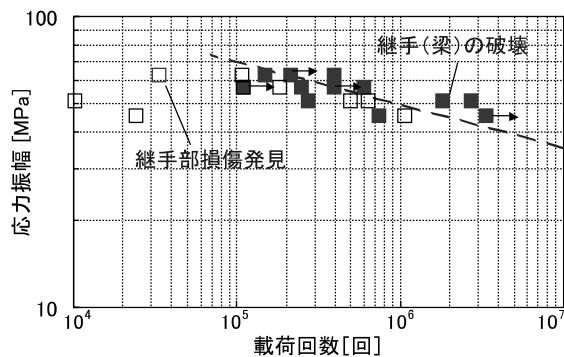


図-6 繼手強度（合成はりの曲げ試験）

となる。また、本床版を支間3mの道路橋示方書の曲げモーメント式（等方性版）により、引張側コンクリートを無視した断面計算を行うとFRP底板に作用する応力は33MPaとなる。さらに、実床版中での発生応力は、異方性の影響や角形鋼管間コンクリートの剛性への寄与により、かなり小さくなるものと推察される。これらより、FRP継手部は十分な耐久性を有しているものと考えられる。

また、継手部損傷発生から破壊に至るまでの関係では、合成はり中におけるF R P 継手は、損傷発生後に2倍以上の繰返し載荷に耐えられることが分かる。したがって、F R P 継手の破壊寿命は、白化現象を床版下面から観察することによりを推定できると考えられる。

### 3. 床版の疲労試験

床版の版としての疲労耐久性を検証するには、実橋の荷重状態により試験を実施する必要がある。このため、実橋の移動輪荷重を再現できる輪荷重走行試験機により、実物大床版の疲労試験を実施した。

## (1) 試験概要

試験は、大阪大学のクランク式輪荷重走行試験機を用いて行った。供試体は、トラス鉄筋の有無による劣化挙動の比較を行うため、トラス鉄筋を設置した供試体A、およびトラス鉄筋を省略した供試体Bの2体とした。供試体の形状寸法を、図-7に、供試体の材料特性を表-2に示す。なお、図中の丸開みアルファベットⒶ～Ⓛおよび丸数字①～⑤は、それぞれ、橋軸直角方向、橋軸方向の断面位置を示している。供試体は、ハンチを省略し、スタッドジベルを模したボルトにより、主桁に直接固定し、桁端部は、横桁により弾性支持した。載荷方法は、実際の車輪の接地面積20cm×50cmを辺長比で60%に縮小した12cm×30cmの載荷面積をもつ鋼ブロックを敷き並べた

軌道にて載荷を行い、試験体中央から橋軸方向に土1000mmの範囲を繰返し走行させた。床版の性状変化を

表一 2 材料特性

	強度(MPa)	弾性係数(Gpa)
コンクリート(供試体A)	36.9	31.2
コンクリート(供試体B)	39.1	30.8
GFRP	280	18.8
鉄筋 D16(SD295A)	479	192
角型鋼管 100x100x2.3(STK400)	420	193

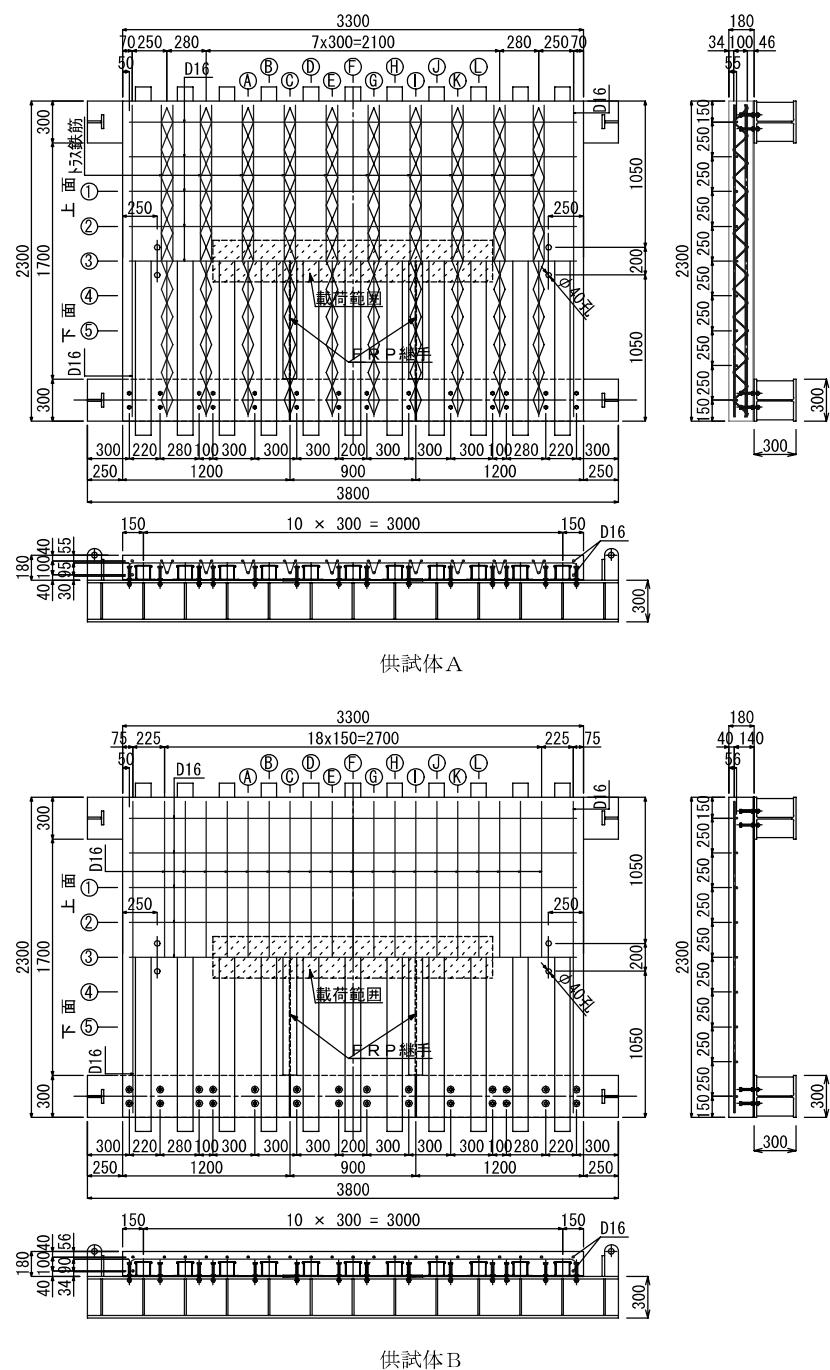


図-7 供試体詳細図

定量化するために、所定の走行回数毎に床版中央の③点に静的載荷することで、たわみ、ひずみの計測を行い、ひび割れと打音検査によるFRPとコンクリートのはく離状況も調査した。

## (2) 試験結果と考察

荷重載荷プログラムと床版中央③点における載荷回数-たわみ曲線を図-8に示す。なお、たわみは137kNに換算した活荷重たわみとしている。載荷は、道路橋示方書の輪荷重100kNに衝撃を考慮した、137kNにて40万回走行させた。その後、促進試験とするため157kNで10万回、176kNで100万回、それ以降は196kNで試験を行った。その結果、供試体Bでは、荷重を176kNに上げた

直後からたわみが急増し破壊に至った。一方、供試体Aでは、196kNに荷重を上げた150万回以降、たわみが若干状況も調査した。

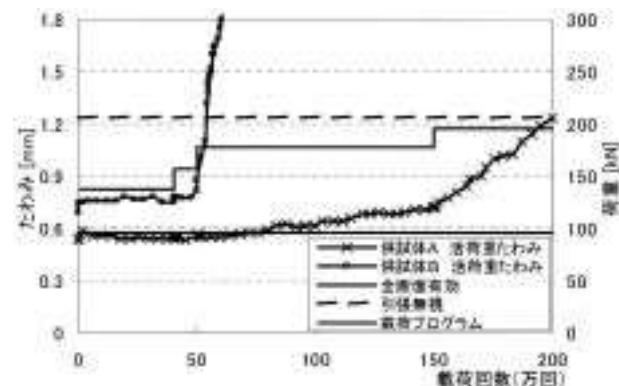
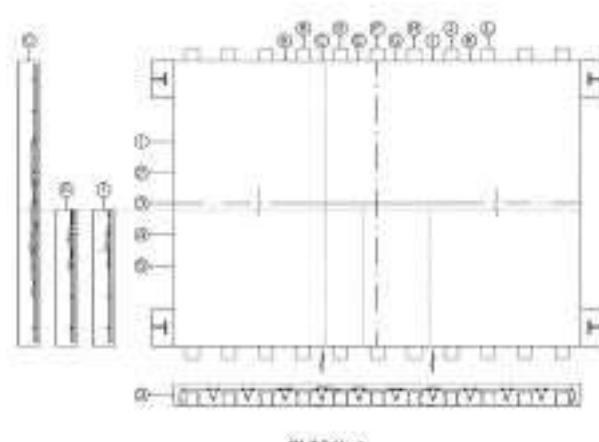
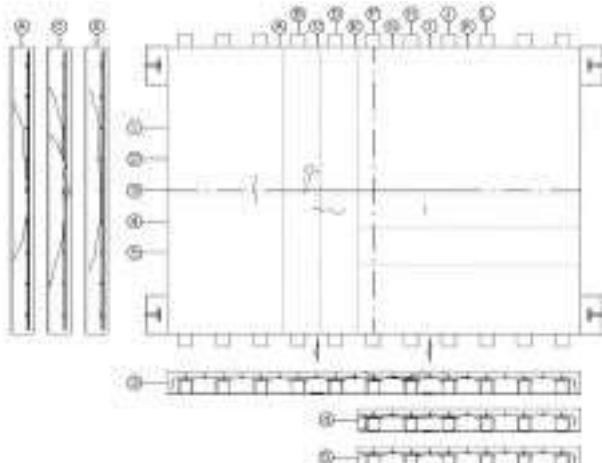


図-8 載荷回数-たわみ曲線

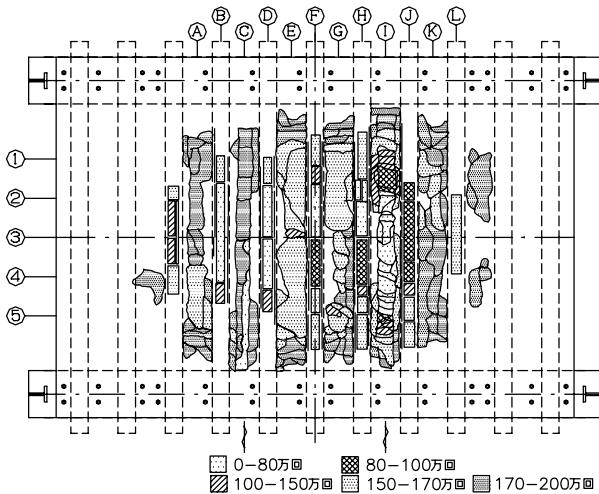


供試体A

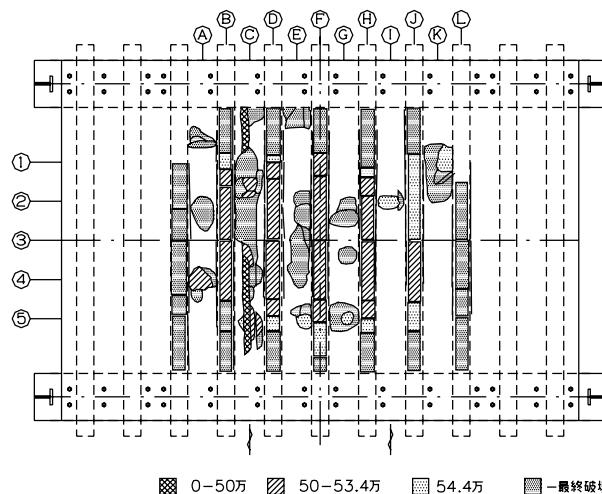


供試体B

図-9 ひび割れ状況



供試体A



供試体B

図-10 FRPとコンクリートのはく離状況

干增加傾向にあるものの、200万回載荷後も破壊しておらず、一般に載荷荷重147kNにて80万回の走行が、実橋RC床版に対する50年の交通荷重載荷分に相当すると言われている<sup>3)</sup>ことから、供試体A床版は実橋床版として十分な疲労耐久性を有していることが確認された。

図-9に床版上面のひび割れ状況示す。ひび割れ図には、試験終了後の切断面のひび割れ状況も併記している。

両供試体とも、床版中央断面③の切断面において、角形鋼管上部のFRP突起部から上側鉄筋を結ぶ水平ひび割れが生じている。このひび割れは、供試体Bでは配力筋に沿ったひび割れであるのに対し、供試体Aでは、トラス鉄筋上弦材へつながるアーチ状のひび割れとなっている。これは、トラス鉄筋の斜材がこのひび割れに抵抗するためと考えられる。橋軸直角方向断面におけるひび割れは、供試体Bではひび割れが斜め下に進展しているが、供試体Aでは、上側鉄筋に沿った水平なひび割れ

となっている。これは、供試体Aでは、角形鋼管間にせん断剛性の高いトラス鉄筋を配置しており、この部分にせん断ひび割れが進展しなくなったためである。したがって、この破壊形態の違いにより耐久性に大幅な違いが出たものと推察できる。

図-10にFRPとコンクリートのはく離状況を示す。なお、角形鋼管鋼管部のはく離は、角形鋼管上部とコンクリートのはく離を示している。これより、コンクリート-FRP底板間のはく離は、両供試体とも、荷重を上げた回数（供試体A 150万回、供試体B 50万回）の直後から急激にはく離範囲が広がっている。また、この回数は、たわみの急増が見られた載荷回数と一致しており、コンクリートとFRPのはく離により、たわみが急増したことがわかる。これは、それまでのはく離の進展やたわみの増加と明らかに異なっており、限界を超えた荷重となったと考えられる。

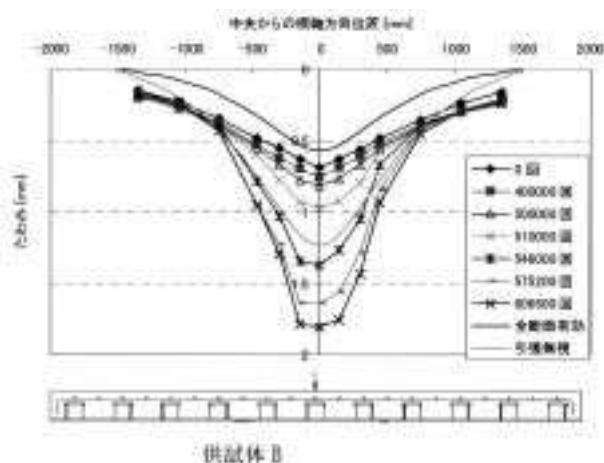
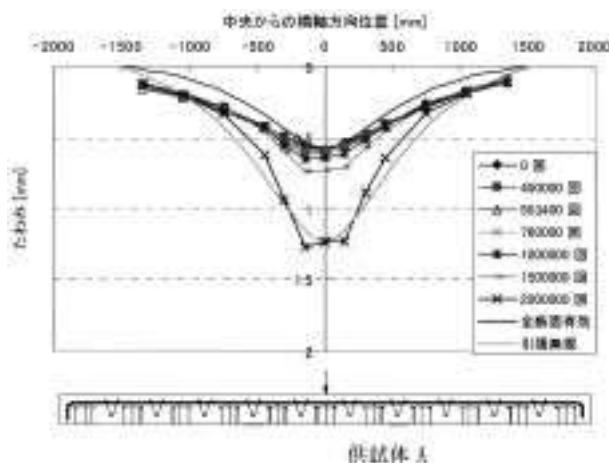


図-11 たわみの橋軸方向分布

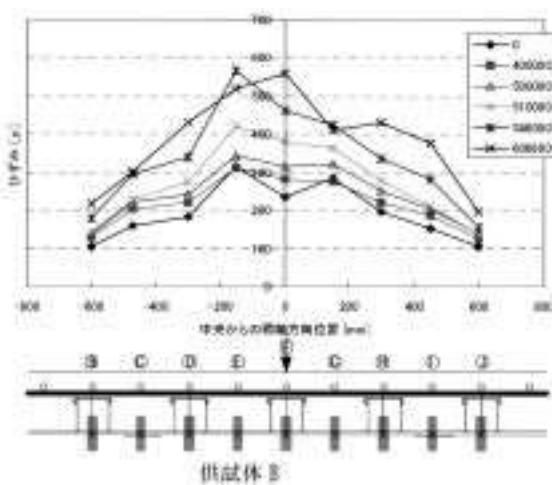
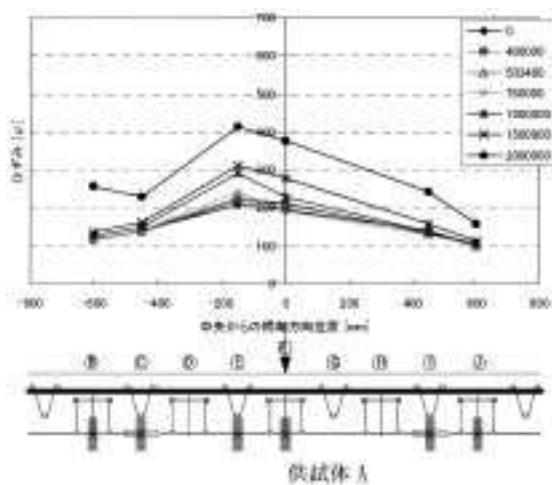


図-12 橋軸直角方向FRP下面ひずみの橋軸方向分布

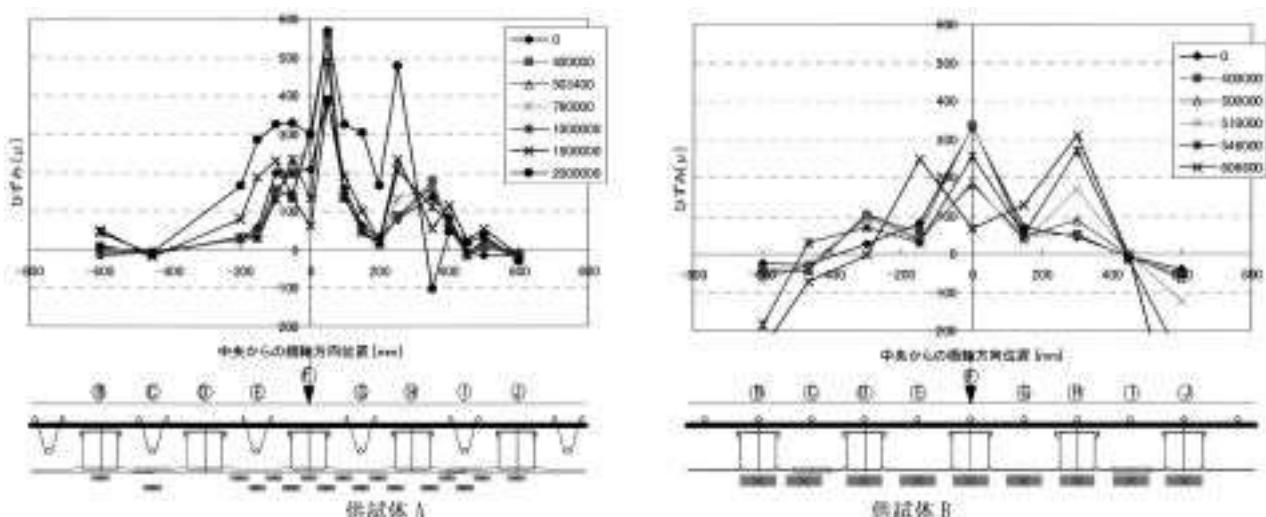


図-13 橋軸方向FRP下面ひずみの橋軸方向分布

図-11に、各載荷回数における床版中央載荷時の橋軸方向たわみ分布を、コンクリートを全断面有効とした場合と引張側コンクリートを無視した場合の計算値と共に示す。床版端部におけるたわみが、計算値と比べ実験値が大きくなる傾向が見られるのは、横桁と型枠パネルの間に隙間が生じていた影響である。この端部におけるたわみを除外すると、全断面有効の理論値は、走行開始前のたわみ値および分布形状と概ね一致している。

たわみ分布は、両供試体とも載荷回数の増加とともに中央で尖った分布となってくる。これは、主鉄筋方向にひび割れが生じ、配力鉄筋方向の荷重分配が減少するためであり、載荷繰返し数の増加に伴って、異方性度が大きくなっていくことが推察できる。

図-12に各載荷回数における橋軸直角方向のFRP下面ひずみの橋軸方向分布を示す。各回数のひずみは、載荷荷重を137kNに換算したひずみ値を示している。この図より、供試体Aの中央部のひずみが小さい傾向を示すのは、トラス鉄筋による剛性増加の影響と考えられる。また、供試体Aでは76万回以降、供試体Bでは50万回以降から、ひずみが増加する傾向がある。これは、鋼管上部のFRPとコンクリートがはく離している時期と一致しており、はく離によりFRPの荷重分担が増加しているものと考えられる。

図-13に各載荷回数における橋軸方向FRP下面ひずみの橋軸方向分布を示す。各回数のひずみは、載荷荷重を137kNに換算したひずみ値を示している。この図より、両供試体とも、荷重載荷に伴うFRP継手部のひずみ分布に大きな変化はなく、FRPで十分荷重伝達が可

能であることがわかる。また、床版中におけるFRP底板に生じる橋軸方向ひずみは、最大でも600 $\mu$ 程度であり、これを応力換算すると11.3MPaとなり、断面計算時の応力33MPaと比べかなり小さい値となる。また、この値は、FRP継手の $2 \times 10^6$ 回疲労強度の45MPaと比べ、十分小さくFRP継手は十分な疲労耐久性を有していることがわかった。

ただし、供試体Aのひずみ分布では、⑪断面の角形鋼管腹板直下のひずみが76万回以降急変している。これは、荷重走行時の変形状況から判断して、角形鋼管のせん断変形の影響と考えられ、この頃、角形鋼管頂部からのアーチ状ひび割れが生じたものと思われる。一方、供試体Bのひずみ分布では、載荷とともに角形鋼管部のひずみが大きくなる傾向が見られる。これは、角形鋼管間のコンクリート部に角形鋼管隅角部より水平ひび割れが発生し、荷重点直下を含む3本の角形鋼管部で荷重を負担する耐荷性状に移行していくためである。

## 5.まとめ

構造を簡素化した鋼材とFRPのハイブリッド型枠を用いた合成床版の一連の試験結果から、以下に示す事項が明らかになった。

- ①FRP継手に関するS-N関係を求めることができ、白化現象により、継手の疲労寿命が推定できる可能性があることがわかった。
- ②輪荷重走行試験の結果より、トラス鉄筋を有する本床版は、実橋床版として使用できる十分な疲労耐久性を

有していることが確認できた。

③トラス鉄筋を省略しても、ある程度の疲労耐久性を有するが、トラス鉄筋を配置することにより、大幅な耐久性向上が図れる。

④本床版は、疲労損傷に伴い異方性度が大きくなる傾向が見られるが、橋軸方向の荷重はFRP底板の継手で十分伝達できる。

最後に、本研究は、松井繁之教授（大阪工業大学）のご指導のもと、宮地鐵工所、日東紡、新日本石油、富士技建、大阪大学の共同研究として行われたものであり、ご指導頂いた共同研究の関係各位に、感謝の意を表します。

### ＜参考文献＞

- 1) 久保圭吾, 河西龍彦: 鋼材とFRPのハイブリッド型枠を用いた合成床版の開発, 宮地技報No22, pp.5-14, 2007
- 2) 長尾千瑛, 松井繁之, 石崎茂, 久保圭吾, 小牧秀之, 平山紀夫: 鋼・FRP複合永久型枠を用いた打替え用合成床版の耐荷特性, 土木学会構造工学論文集 Vol.53A, pp.1032-1039, 2007
- 3) 松井繁之: 橋梁の寿命予測－道路橋RC床版の疲労寿命予測－, 安全工学 vol.30, No.6, pp.432-440, 1991

2008.2.21 受付

### グラビア写真説明

#### 牛根大橋

本橋の架かる国道220号線垂水市牛根麓地区3.6kmは昭和49年から異常気象時の走行規制区間に指定されており、「牛根大橋」は連続雨量150mm以上の異常時通行規制解除を目的とした早崎防災事業の一環として計画された橋梁です。タイプ選定に当っては桜島の御岳の噴煙をバックに雄大で壯麗な姿で架かる景観性、施工性、経済性を考慮に入れてバランスドアーチが採用され、中央支間長260mは九州で一番、全国的にも三番目の規模の橋梁となります。又架設は国内最大級のフローティングクレーン“海翔”で鹿児島市内のIHI工場跡地の地組ヤードから吊ったままの状態で現地に運び、平成19年の真夏に起点、終点、中央ブロックの順で行い無事完了しました。本橋が架かったお陰で雨天時での通行止めが無くなり、地元住民の方は安心して日常生活を送ることが出来又大隅半島の農・水産物それに地元特産品の焼酎などを安心して鹿児島市内及び九州一円に運ぶ事が出来るようになり、経済効果の大きい橋梁として県内外の多くの方に期待されています。

(田中輝)

#### 戸賀4号橋

戸賀4号橋は、なまはげの里である男鹿半島の観光用道路の一部として、計画された橋梁です。床組を省いた合理化上路トラス構造をしており、また、架橋場所が海に面した男鹿半島の海岸線に程近い為、亜鉛溶射塗装が採用されています。更に、床版にはFRP合成床版が採用されており、ライフサイクルコストを特に意識した設計となっています。橋梁脇には亜鉛溶射の暴露試験体が設置され、様々な意味で長く興味を引く橋となりそうです。

(加藤太郎)

# F R P 製橋梁付属物の特徴と今後の展望

## Characteristics and Outlook of FRP Bridge Accessories

栗田繁実<sup>\*1</sup> 佐藤昌義<sup>\*2</sup> 久保圭吾<sup>\*3</sup> 栗田裕之<sup>\*4</sup>  
*Shigemi KURITA* *Masayoshi SATO* *Keigo KUBO* *Hiroyuki KURITA*

### Summary

In recent years, cases of bridge corrosion, deterioration and fatigue damage have increased in Japan. Therefore, the importance of bridge inspections to facilitate maintenance has increased greatly. The basis of such inspection is visual observation at close range. However, many bridges do not have the equipment to carry out such observation. The FRP is lightweight, superior in workability and easy to fix to existing structures. Thus, the adoption of FRP bridge accessories is one technique that may be employed to resolve problems relating to the inspection of bridges. This report presents the features of such FRP bridge accessories and mentions their future outlook.

キーワード：F R P、橋梁付属物、紫外線劣化、曝露試験

### 1. はじめに

当社では、橋梁分野におけるF R P材料の適用を進めており、すでに橋梁主部材としてはF R P製合成床版、橋梁付属物としては橋梁検査路やマンホールなどの製品化<sup>1) 2) 3)</sup>を行ってきた。F R P材料は、その材料特性より、塩害に強く錆びないという特徴を持っている。さらに軽量で高強度であることから、製品によっては容易に人力での施工が可能となる。

最近では、橋梁の腐食・劣化、疲労損傷などが話題となり、日々の点検・調査の重要性が高まりつつある。橋梁の点検の基本は外観調査であり、目視のみではなく可能な限り近接して、必要があれば手で直接触れて調査を行う。しかし、多くの橋梁は、近接確認できる範囲は限られており、点検設備がない場合は、交通規制を行い、点検車や特殊車輌などを使用した点検を実施するため、点検設備からの点検に比べ時間や費用がかかる。また、新たに点検設備を追加する場合、重機が使用できないなど施工上の制約があり、設計上においても死荷重が増加するという課題もある。軽量で耐食性に優れるF R P製橋梁付属物は、このような課題を解決できる橋梁付属物である。

本稿では、このような状況を踏まえ、軽量で耐食性に優れるF R P製付属物の特徴を示し、今後の展望および新たな適用事例などについて述べる。

### 2. F R P 製検査路の特徴と比較

F R P材の特徴は、大きく2つある。1つは『F R P材は錆びない材料であるため、塩害に強く耐候性に優れている』。2つめは『軽量である』。これらの特徴をふまえて、鋼製検査路とF R P製検査路の性能比較を行った。

#### (1) 比較条件

鋼製およびF R P製の検査路を比較するにあたり、以下の条件を統一した。

- ・検査路長 : 3500mm
- ・歩廊幅 : 680mm
- ・手摺り高さ : 1100mm (3段)

#### <鋼製検査路>

鋼製検査路の構造諸元を示す。

- ① 床面には、3.2mmの縞鋼板を使用。
- ② 手摺り支持材は、等辺山形鋼を使用。  
丸パイプをUボルトで取付けるタイプとする。
- ③ 手摺り支柱材の間隔は、「防護柵の設置基準・同解説」4)に準拠し、2m以下を基本として1450mm間隔（支持材3本）とする。

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全技術グループ

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全技術グループ課長

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

\*<sup>4</sup>(株)宮地鐵工所 営業本部橋梁営業部技術営業グループ課長



写真一 1 鋼製検査路の実物写真



写真一 2 FRP製検査路の実物写真  
(※親杭3列タイプ)

### <FRP製検査路>

FRP検査路の構造諸元を示す。

- ① 歩廊部の親杭は、FRP製溝型材を4列配置し、床面のFRP板と接着させる構造とする。
- ② 手摺りはFRP製角パイプに丸パイプを貫通させ、FRP製の棒材で固定する構造とする。
- ③ 支持材間隔は、歩廊面からの高さを基準に強度計算を行った結果、最大で1.5m間隔となることから、余裕をみて1000mm間隔（支持材4本）とした。

### (2) 重量、施工性に着目した考察

重量については、鋼製検査路が約250kgであるのに対してFRP製検査路は約75kgである。FRP製検査路は、鋼製検査路に比べて1/3～1/4であり、人力での持ち運びも可能な重量である。

既設橋梁に検査路を設置する状態を想定した場合、鋼製検査路を人力で設置するのは不可能であり、取付設備を設ける必要がある。これに対して、FRP製検査路は軽量であることから、特別な設備を設けることなく施工が可能であり、鋼製検査路に比べて施工性に優れている。

表一 検査路の比較結果

	鋼製検査路(溶融亜鉛メッキ)	FRP製検査路
構 造	<p>歩廊幅は680mm、手摺り高さは歩廊面より100mmとする。 主構造にCH材(125x65x6x8)を使用し、床面は継鋼板を使用する。 手摺りは、アングル柱にパイプをUボルトで固定するタイプとする。 防護柵設置基準より支柱間隔は2m以下を基本とし、1450mmとした。</p>	<p>歩廊幅は680mm、手摺り高さは歩廊面より100mmとする。 主構造にFRP製CH(125x65x6x6)を使用し、床面はFRP板を用い、CH材と接着して一体化する。 手摺りは、FRP製角パイプに丸パイプを貫通させ、上面はCH材を柱に被せる構造。 設計計算の結果、FRPの支柱間隔は1000mmとした。</p>
重 量	約 250 kg (約 70 kg/m)	約 75 kg (約 20 kg/m)
施 工 性	人力で施工するには重い。 重機が使用できない環境での施工は困難。	軽量で施工性に優れる。 人力での施工が可能。
維 持 管 理	防錆処理としてメッキ処理を行うことを前提とする。 メッキ処理を行った場合でも、塩害環境下では、手摺りパイプの内面からの腐食、継鋼板の腐食等が早期に生じる可能性がある。	FRP材は、耐水性、耐食性に優れており、さびることのない材料であることから維持管理が容易である。
紫 外 線 劣 化	紫外線による劣化はない。	紫外線対策として塗装を実施。 また、暴露試験の結果、紫外線による劣化は小さい。

### (3) 維持管理に着目した考察

めっきの耐用年数は環境により異なるが、一般的に腐食が厳しい環境下では10～15年、山間部など安定した環境下で90～100年と言われている。しかし、全く鋸びないという訳ではなく、設置から数年で発錆するケースもある。

これに対してFRP材は鋸びない材料である。しかし、FRP材は紫外線劣化を生じる材料であり、プラスチックの光劣化に関する研究は数多くなされているが、橋梁付属物に使用したFRP材の紫外線劣化に対する研究はあまり行われていない。そこで、第4項にFRPの紫外線劣化による影響を検証する目的で実施した促進試験および曝露試験の結果を示す。

### (4) まとめ

比較の結果(表-1)、施工性は、軽量なFRP製検査路が鋼製検査路に比べて優れている。しかし、鋼製検査路の鋸びに対して、FRP検査路は紫外線劣化の危険があることから、維持の面では更なる研究が必要である。

## 3. FRP材のマンホール蓋

次に検査路と同様に製品化を行っているマンホール蓋について比較を行う。

比較を行うマンホール蓋の構造は、最も簡単な形状であるボルトにて固定するタイプのマンホール蓋とする(図-1)。マンホールの開口が400×600に対して、蓋の大きさは590×790とする。

マンホール蓋に使用するFRP材料は、板単体でもある程度の剛性が確保できるFRP－超高密度硬質ウレタンフォーム複合板(以下、ウレタン複合板)の15mmタイプを使用することを前提とした。(図-2)

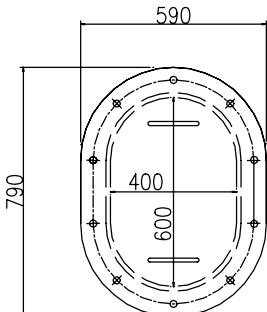


図-1 マンホール蓋構造

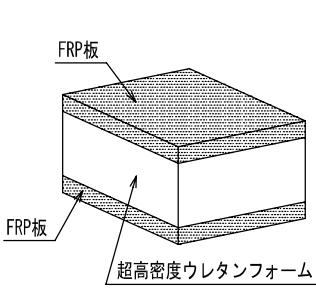


図-2 ウレタン複合板

### (1) 重量に着目した比較

鋼板の板厚を9mmと想定した場合、蓋の重量は約27.7kgとなる。これに対して15mmのウレタン複合板の重量は、約3.2kgであり、1/8の重量となる。約27.7kgの蓋を押えながらボルトの取り外し作業を行うのと、約3.2kgの蓋とでは、開閉の容易さに違いがあるのは明らかであり、開閉作業の危険性も減ることから、軽量なマンホール蓋は、点検マンホールとしては有効な製品であるといえる。

なお、FRP複合板の強度は、後述する新たな適用事例で示すが、仮階段の踏み板としても使用されており、人の荷重程度は、十分に許容できる強度を有している。

### (2) 維持管理に対する考察

供用から数十年経過したマンホールを想定した場合、鋼材の鋸びにより、マンホールの蓋が開かないといった事例が数多くある。これに対してFRP複合板は鋸びないため、開閉ができないと言った状態になることはない。

## 4. 紫外線劣化の影響

FRP材は、軽量で鋸びないといった利点に対して、紫外線劣化などの損傷事例もある。紫外線劣化とは、太陽光線中の紫外線により、FRP材内の樹脂層が分解されもろくなる現象である。

そこで、この影響を検証するため、サンシャインカーボンアーク形ウェザーメータ(太陽劣化促進試験機)による促進試験<sup>1)</sup>および15年間の曝露試験により、FRP材の物性値にどのような変化が生じるか確認試験を実施した。以下にその結果について示す。

### (1) 促進試験

#### 1) 試験内容

サンシャインカーボンアーク形ウェザーメータを使用して、太陽光線の数十倍の光をFRP試験片に照射し、その劣化状態の確認を実施した。

#### 2) 評価方法

試験の評価方法としては、60度鏡面光沢度計による光沢度の確認、曲げ強度および曲げ弾性率を確認する。

#### 3) 曝露条件

促進曝露時間は、太陽光線による曝露試験10年相当

に対応する目的で、延べ4000時間実施した。(促進曝露時間と曝露年数の対応は、試験材料や試験状況により異なる。ここでは、F R P材は、約400～750時間で直接日光が当たる場所での天然曝露1年に相当するものとした。従って、およそ5～10年の曝露試験を実施したものとして評価する。)

試験片は、F R P材そのままの試験片と、塗装を一層施した試験片(以下、塗装有り試験片)の両者を準備して確認を行った。

#### 4) 試験結果

図-3に塗装無し試験片の結果、図-4に塗装を一層施した試験片の結果を示す。

#### <光沢度>

塗装無し試験片は、促進試験を開始後まもなく光沢度が急激に低下し、およそ1000時間(約2.5年～5年)で光沢度は失われる結果となった。

塗装有り試験片は、なだらかに低下する傾向であるが、4000時間経過した後も減少率は、11%に留まった。

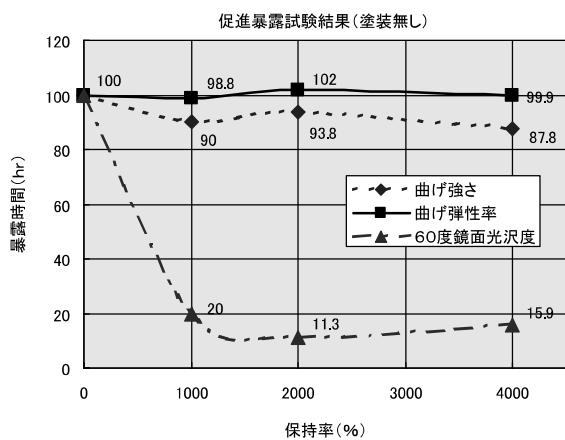


図-3 促進試験結果(塗装無し試験片)

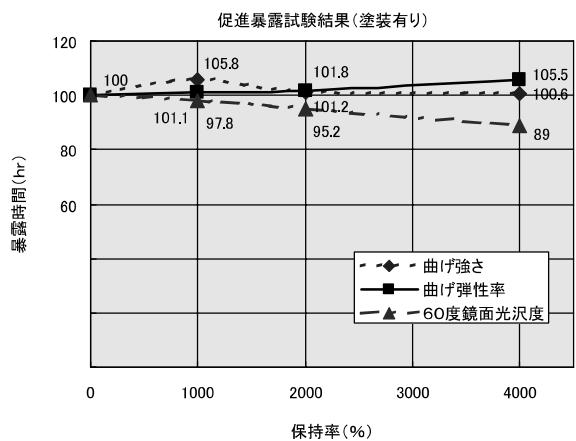


図-4 促進試験結果(塗装有り試験片)

#### <曲げ強さ、曲げ弾性率>

4000時間経過した後の曲げ強度、曲げ弾性率は、塗装の有無にかかわらずほとんど変化はない。F R P材は、ガラス繊維が強度部材であるため、樹脂層が劣化した影響を受けなかったためと考えられる。

#### 5) まとめ

促進試験の結果、塗装無しのF R P材は、早い段階で光沢度が低下するが強度の低下はなかった。塗装を施した場合は、光沢度の低下も抑えることができ強度の低下もないことから、表面に塗装を施すことで、経年劣化を抑制していることが確認できた。

#### (2) 曝露試験

##### 1) 試験内容

平成3年6月に製作され、7月に塗装および曝露を開始したF R P製検査路の展示品を、平成18年8月に斜材を撤去して機械的物性評価を実施した。

##### 2) 評価方法

屋外曝露を行ったF R P引抜成形角パイプ(SP50)から素材の引張試験を実施した。

##### 3) 曝露条件

曝露状況を写真-3に示す。延べ15年の試験場所は、曝露開始から12年9ヶ月は大阪府堺市の海岸部、残りの2年3ヶ月は千葉県市原市の海岸部にて曝露を行った。また、検査路両端側と中央部では、手摺の色が異なる。

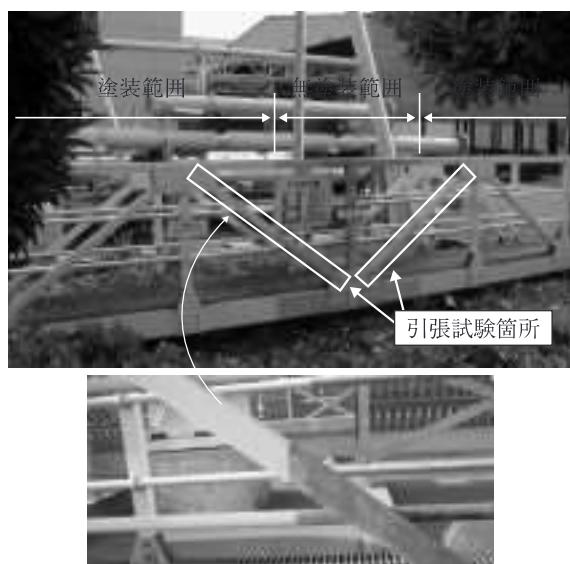


写真-3 曝露試験状況(H13.5.25撮影)

表-2 曝露試験後の引張試験結果

15年屋外曝露 (実験値)	試験体切断箇所	1	2	3	4	5	6	7	8
	塗装の種類	A (フッ素樹脂塗料)				B (ウレタン樹脂塗料)			
	塗装の種類有無	塗装なし		塗装あり		塗装なし		塗装あり	
	太陽光の向き	日向	日陰	日向	日陰	日向	日陰	日向	日陰
	引張強度 (MPa)	438	438	452	448	437	424	458	432
	引張弾性率 (GPa)	31	31	30	31	30	30	30	30
初期値 (推定値)	引張強度 (MPa)	410~450							
	引張弾性率 (GPa)	30~34							

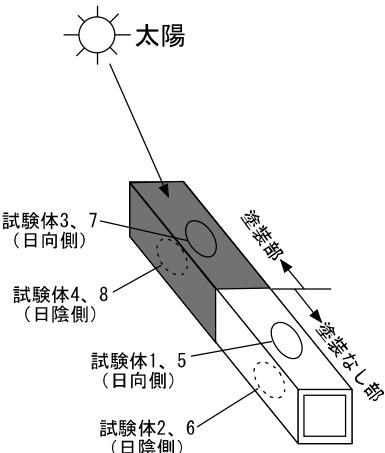


図-5 引張試験位置図

るが、端部の白色の区間は塗装を一層実施しており、中央部は無塗装の区間である。

#### 4) 試験結果

##### <15年曝露後の外観>

15年曝露試験後のF R P材の状態は、塗装無し部は、樹脂層が変色、劣化し、ガラス繊維が露出しかかっている箇所もあった。これに対して、塗装有り部は、光沢が若干なくなつてはいるが、状態の変化は確認できなかった。

また、塗装無し部でも日光が直接当たる角パイプ上面と当たらない下面では、変色、劣化状況に違いがあり、日陰の方が劣化の進行が遅くなる傾向であった。

##### <引張試験結果>

引張試験の結果を表-2に示す。

試験の結果、塗装の有無により10~20MPaの強度低下が確認できる。初期物性値は不明であるが、最近の製品物性値と比較を行うと、15年の曝露による強度低下はわずかである。また、塗装の種類による変化は確認できない。

#### 5)まとめ

曝露試験の結果から、塗装無し部は塗装有り部に比べて

変色、劣化が進行し、若干の強度低下が生じることが分かった。また、日向と日陰でも劣化状況に違いがあることが分かった。強度については、塗装の有無にかかわらず、変化はなかった。

#### (3) 紫外線劣化の影響について

促進試験の結果と、曝露試験の結果はほぼ同様の傾向を示しており、促進試験による経年変化の評価は妥当であるといえる。これらの試験により得られた知見を以下にまとめる。

- ① 約15年の経年変化では、F R P材の強度低下はない。しかしながら、曝露状況による影響が物性に大きく寄与するものと考えられるため、今後もデータの収集を行う必要がある。
- ② F R P材の裸使用では、紫外線により材料の光沢度が急激に失われ、樹脂層が劣化する。
- ③ また、日光が直接当たる日向に比べて当たらない日陰では、変色、劣化が遅くなる。
- ④ 塗装を行った場合は、15年経過しても外観に変化はなく、径時劣化を抑制する効果が期待できる。

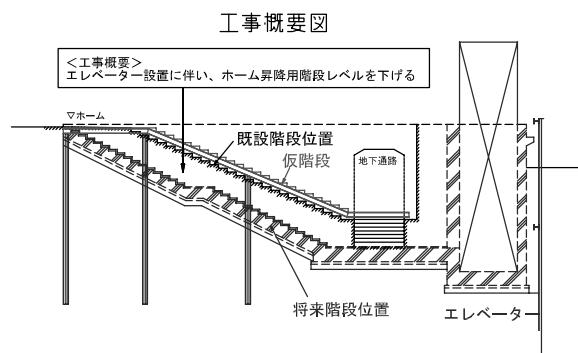
以上のことより、塗装を実施することを標準としているF R P橋梁付属物は、紫外線劣化による影響はほとんどないと考えられる。

#### 5. F R P材料の新たな適用

F R P製品は、軽い錆びないという特徴がある。これに着目して、京浜急行の京急田浦駅で新たな取り組みを行った。

##### (1) 工事概要

京急田浦駅ではバリアフリー化工事として、地下通路とホームを結ぶエレベーターを設置する。しかし、エレベーターの踊り場が狭く、既設階段レベルを下げる必要性が生じたため、仮階段を設置して階段レベルを下げる工事を実施した(図-2)。(工事は京急建設㈱にて実施)



図一 6 京急田浦駅改良工事概略図

上り線と下り線を結ぶ地下通路は1つしかなく、既設階段の取り壊し作業および階段新設作業は、終電から始発の間（実質4時間）で1日の作業を完了させなければならない。さらに、地下通路は狭く、取り壊しおよび新設作業を行うためには、仮階段を一時撤去し、始発開始前には復旧する必要があった。

仮階段を鋼製階段で計画した場合、人力での一次撤去、復旧作業是不可能であり、重機などが必要となり、時間もかかる。そこで、軽量で人力での取り外しが可能なFRP製階段が採用された。

## (2) 仮階段の構造概要

仮階段は、親杭にFRP製角パイプ、踏み板にウレタン複合板、目隠し材にFRP製溝型材および山形材を使用した。設計の結果、FRP仮階段の1部材あたりの最大重量は約120kgであり、人力での取り外しが可能な重量である。**写真一 6**に検査状況、**写真一 7**に完成状況写真を示す。

## (3) FRP採用の効果

最大120kgという重量から人力での設置が可能であり、設置作業、夜間の一次撤去復旧作業の時間を短縮することができた。さらに、鉄道工事であることから、電気を通さないFRP材の使用は、設置作業の安全性の面からも優れており、ニーズにマッチした構造であった。

## 5. おわりに

FRP材料の特徴は、『軽量である』『鋸びない』さらに『絶縁体』である。軽いという特徴に着目すると、「既設橋梁に後設置で橋梁付属物を設置する」、「既設付属物の老朽化により交換の必要性がある」などの状況では、軽量なFRP橋梁付属物は、施工性に優れ、塩害の



写真一 6 製品検査写真



写真一 7 仮階段使用状況写真

影響も受けないことから有効な材料である。また、紫外線劣化については塗装を実施することで抑制効果があることが確認出来ている。

京急田浦駅の事例が示すように、様々な形状のものを製作可能であり、橋梁付属物、またそれ以外にも今後の用途に期待ができる材料である。当社では、FRP材料の特徴を生かした構造物への適用を、今後も積極的に進めて行く予定である。

## <参考文献>

- 1) 久保圭吾, 吉谷賢生, 能登宥憲: FRP合成床版の紹介, 宮地技報No.20, 2005.3.25
- 2) 久保圭吾, 松田芳昭, 山口雅弘: FRP合成床版を用いた床版の打換え(兎尻橋), 宮地技報No.21, pp. 14 - 17, 2006.1.31
- 3) 稲田博史, 栗田繁実, 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, 2007.3.30
- 4) (社)日本道路協会: 防護柵設置基準・同解説, 2004.3.

2008.1.24 受付

# F R P の歩道床材としての適用性

## Application of FRP Members for Sidewalk Deck

久 保 圭 吾<sup>\*1</sup>  
Keigo KUBO

### Summary

Sidewalk are increasingly being installed on bridges to improve safety for pedestrians, so the weight of the sidewalk needs to be light to reduce the load on existing girders and piers. Also, in the area of the seaside or sprinkling melting snow material, corrosion is a problem and high corrosion resistance is required. We therefore developed a way to apply FRP panels to sidewalk decks. This paper reports the results of testing FRP members as deck plates.

キーワード：F R P、デッキプレート、すべり抵抗試験、引張接着試験、静的耐荷力

### 1. はじめに

F R P は軽量で高強度であり、鋼材やコンクリートと比べ比強度が大きい材料であるため、近年、航空機などの構造材料として多く用いられるようになってきた。また、F R P は耐食性、耐薬品性が高い材料であることから、海洋構造物や薬品容器にも多く用いられている。

このような特性を生かし、土木用構造材としてはF R P パネルを用いた合成床版や、F R P 製点検通路などをすでに実用化してきた<sup>1) 2)</sup>。このうち、F R P 合成床版は、リブ付きの一体断面として引抜き成形することで構造の合理化を図っており、図-1 に示す 6 種類の断面形状が成形可能である。

一方、歩行者の安全対策のため、歩道のない既設橋梁に歩道を添架する事例が増加している。この場合、既設の桁や橋脚への負担を極力軽減するため、一般的には鋼製が用いられるが、さらなる軽量化が求められている。また、海岸部や融雪材を散布する地域では、塩害による鋼材の腐食も問題となっており、高耐食性化が望まれている。

このような観点から、軽量、高強度で耐食性に優れるπ型F R P パネルを反転して、歩道を添架する際の床材へ適用することを考案した。しかし、π型F R P パネルに関しては、合成床版の型枠・支保工、および鉄筋コンクリートとの合成断面としての耐荷力、耐久性については、種々の実験等により検証されているものの、歩道床材としての表面処理方法や、耐火性、耐荷力、変形・振

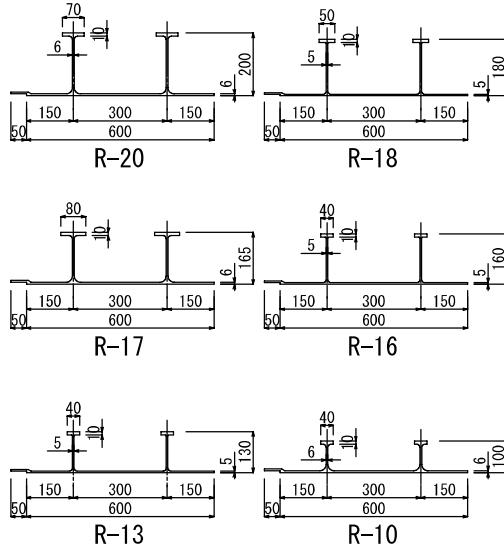


図-1 π型 F R P パネルの断面形状

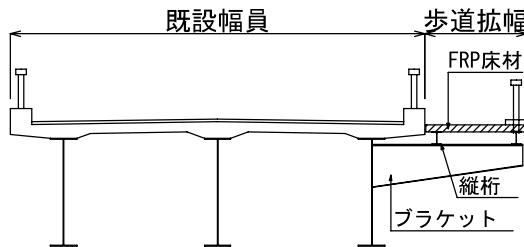


図-2 歩道拡幅の概要図

動特性は確認されていない。

このため、本研究では、F R P 材の床材としての適用性を確認するため、各種試験により性能の検証を行った。ここでは、これらの結果について報告する。

<sup>\*1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

## 2. 路面仕様によるFRPの表面処理方法

歩道の路面は、鋼床版の場合、アスファルト舗装やタイル舗装が一般的に用いられている。これは、路面の平坦性や耐滑性、耐摩耗性を確保するためであるが、舗装を省略すると大幅な死荷重軽減が可能となる。したがって、ここでは、舗装を施す場合と省略する場合に対しFRPの表面処理方法の検討を行うこととする。

### (1) 舗装を省略する場合

舗装を施さない場合は、FRP材の上を直接歩行するため、安全上、路面のすべり抵抗度が重要となってくる。このため、すべり抵抗(BPN)試験によりすべり抵抗度の確認を行った。なお、FRPの表面処理は、①無処理、②ピールプライはく離面(FRP成形時に最表層に目の粗い布を入れ、この布をはがすことで表面を粗面としたもの)、③砂を接着剤により接着したもの、④サンドペーパーで目粗を施したもののが4種類とした。

試験は、図-3に示す試験機により、ゴムプレートを先端に設置した振り子を所定の高さより振り下ろし、試験体と接触した後の振り上げ角度で摩擦抵抗度を評価するものである。

表-1に、すべり抵抗試験結果を示す。なお、本表には、すべり抵抗値の低い湿潤面の結果のみを示している。これより、BPN値が40以上であれば歩行者の安全性が確保される<sup>3)</sup>ことから、表面処理を行っていないもの以外は、十分なすべり抵抗値を有していることが確認できた。

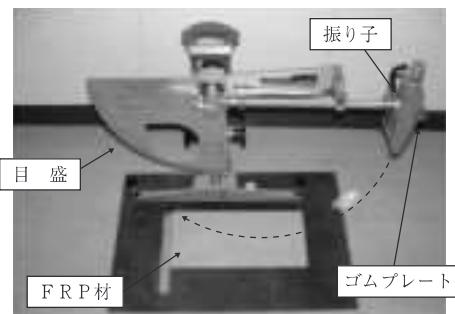


図-3 すべり抵抗試験の概要

表-1 すべり抵抗試験結果

表面処理方法	乾燥 or湿潤	すべり抵抗値(BPN)						路面温度 ℃
		1	2	3	4	5	平均	
表面処理なし	湿潤面	30	26	24	23	23	25.2	22
砂接着面	湿潤面	68	67	66	67	69	67.4	22
ピールプライ剥離面	湿潤面	84	86	87	84	86	85.4	20
目荒らし	湿潤面	61	62	60	61	59	60.6	29

### (2) 舗装を施す場合

舗装を施す場合、アスファルト舗装とタイル舗装が考えられるが、タイル舗装の場合、タイルと床材との間にはモルタルが施工される。このため、アスファルトとモルタルに対しFRPの表面処理の影響を検討するものとする。

FRP上に舗装を施す場合、FRP材と舗装の間ではなく離が生じると、舗装の割れ等の問題が発生する可能性がある。したがって、舗装とFRPの接着力の確認を行った。

試験は、建研式接着力試験器により実施し、FRP材の表面処理はすべり抵抗試験時と同様のものに加えて、アスファルト舗装に対しピールプライはく離面に石油アスファルト乳剤(タックコート)を用いたケースを追加した。なお、FRP材の成形用樹脂は合成床版として使用しているビニルエステル樹脂の他に、一般的に多く用いられているイソフタル酸系不飽和ポリエステル樹脂についても試験を行った。

表-2に引張接着試験結果を示す。この結果、コンクリート床版とアスファルト舗装との付着強度が0.33MPa程度であることから判断して、アスファルト舗装に対しては、タックコートを用いた場合が有効であり、モルタルに対してはピールプライはく離面が有効であることがわかった。

また、無処理のものにアスファルト舗装を行う場合、FRPの成形樹脂によって付着力が異なる結果となったため、適用にあたっては注意が必要である。

表-2 引張接着試験結果

FRP材表面	No.	接着力(N)	接着面積(mm <sup>2</sup> )	引張接着強度(MPa)	破壊形式	試験温度(℃)
表面処理なし (ピールプライはく離面) (イソフタル酸樹脂)	1	2,500	7,853	0.32	FRP材とアスンの界面	
	2	4,700	7,853	0.60	FRP材とアスンの界面	
	3	3,100	7,853	0.39	FRP材とアスンの界面	
平均	—	—	—	0.44	—	23
ピールプライはく離面 (イソフタル酸樹脂)	1	500	7,853	0.06	FRP材とアスンの界面	
	2	700	7,853	0.09	FRP材とアスンの界面	
	3	600	7,853	0.08	FRP材とアスンの界面	
平均	—	—	—	0.08	—	23
アスファルト +タックコート(PK-4)	1	2,500	7,853	0.32	タックコートの凝集破壊	
	2	2,200	7,853	0.28	タックコートの凝集破壊	
	3	2,500	7,853	0.32	タックコートの凝集破壊	
平均	—	—	—	0.31	—	29
目荒らし (イソフタル酸樹脂) +タックコート(PK-4)	1	4,000	7,853	0.51	タックコートの凝集破壊	
	2	4,300	7,853	0.55	タックコートの凝集破壊	
	3	3,700	7,853	0.47	タックコートの凝集破壊	
平均	—	—	—	0.51	—	30
砂接着面 (ピールプライはく離面)	1				アスファルト舗設時の熱(約160°C)で砂接着樹脂が収縮することによりFRP材が剥離しあく離	
	2					
	3					
平均	—	—	—	—	—	23
表面処理なし (イソフタル酸樹脂)	1	1,100	7,853	0.14	FRP材とアスンの界面	
	2	700	7,853	0.09	FRP材とアスンの界面	
	3	500	7,853	0.06	FRP材とアスンの界面	
平均	—	—	—	0.10	—	29
モルタル +タックコート	1				接着力が弱く、コアボーリング時にはく離	
	2					
	3					
平均	—	—	—	—	—	23
ピールプライはく離面 (イソフタル酸樹脂) +タックコート(PK-4)	1	8,900	7,853	1.13	モルタルの凝集破壊	
	2	6,200	7,853	0.79	FRP材とモルタルの界面	
	3	—	—	0.96	—	
平均	—	—	—	—	—	29
砂接着面 (ピールプライはく離面)	1	100	7,853	0.01	FRP材とアスンの界面	
	2					
	3					
平均	—	—	—	—	—	29
表面処理なし (イソフタル酸樹脂)	1				接着力が弱く、コアボーリング時にはく離	
	2					
	3					
平均	—	—	—	—	—	29

### 3. アスファルト舗装の適用性

#### (1) アスファルト舗装の施工性

アスファルト舗装は、施工に際し締め固めが行われるが、F R P 上に施工する場合、F R P の変形により十分な締め固めができない可能性が考えられる。このため、実物大による試験施工を行い、施工性について確認を行った。

試験は、F R P パネルにR - 13を用い、リブ間に継手を有する供試体と継手のない供試体を2体横に並べ、全長2 mに対して支間1.5 mで支持した状態でパネル単体毎に型枠を設け、厚さ50mmのアスファルト舗装を施工した。なお、F R P の表面処理は、引張接着試験において十分な接着性が確認された表面処理なし（ビニルエステル樹脂）とした。

図-4にアスファルト舗装の締め固め状況を示す。この結果、舗装締め固め時にF R P 材が若干たわむことが確認されたが、作業に支障をきたすほどのものではなく、問題なく施工が可能であることがわかった。このときのR - 13パネル中央点における鉛直たわみおよびアスファルト舗装温度の計測結果を図-5に示す。これより、舗装直後に負のたわみが生じている。これは、アスファ

ルト施工時の熱影響によりF R P 板が伸びたためと考えられる。その後、舗装温度の低下とともにパネルのたわみが増加し、約1.5mmで停留するが、アスファルト舗装の死荷重による計算たわみの0.1mmと比べ大きい傾向にある。これは、舗装の収縮によりパネル表面部に圧縮力が作用したためと考えられる。また、2体の試験体の挙動に着目すると、両者ともほぼ同様の挙動を示しており継手による影響はないものと考えられる。

#### (2) 温度履歴を受けた材料の特性

アスファルト舗装施工時は、表面温度が約160度となることから、F R P 材への温度影響が懸念されるが、舗装の施工試験ではF R P 材の変状は見られず、熱影響に対する外観上の問題はないことが確認できた。ここでは、温度履歴を受けることによる、材料特性の変化を調べるために、温度履歴を与えた供試体による引張り試験を実施した。なお、温度履歴は、アスファルト舗装の施工を模擬し、160 °Cに保った加熱炉に供試体を1時間入れ、その後炉内から取り出し自然冷却により常温に戻す方法により与えた。

表-3に、熱履歴を受けた供試体の引張試験結果を示す。なお、表中には比較のため、温度履歴を与えない常温供試体の結果も併記した。これより、長手方向、幅方向とともに、引張強さ、弾性係数の変化はわずかであり、熱影響によるF R P 材の材料特性の変化はほとんど生じないことがわかった。また、幅方向の引張強度は、長手方向と比較して1／4程度であり、異方性を有する材料であることがわかる。

表-3 引張試験結果

	No.	常温		熱履歴後	
		引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	引張弾性率 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	引張弾性率 (kN/mm <sup>2</sup> )
長手方向	1	434.4	32.1	421.1	35.5
	2	455.3	33.7	425.5	32.6
	3	458.7	30.8	408.0	32.4
	4	423.6	32.4	428.4	33.7
	5	448.6	31.1	479.9	35.4
平均		444.1	32.0	432.6	33.9
幅方向	1	77.9	14.1	103.6	15.8
	2	99.4	17.6	100.4	17.6
	3	105.4	15.7	95.8	14.3
	4	115.3	15.9	103.8	15.7
	5	104.8	14.0	97.6	17.7
	6	105.6	17.9	102.7	17.8
	7	95.2	20.6	91.9	15.8
	8	95.9	15.9	100.9	17.6
	9	94.8	15.8	97.8	15.7
	10	104.6	15.8	92.9	17.7
平均		99.9	16.3	98.7	16.6



図-4 締め固め状況

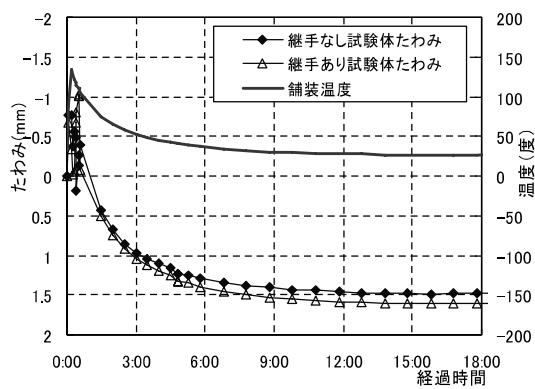


図-5 アスファルト舗装時の支間中央たわみ

#### 4. 耐火性能

F R P 床板を舗装なしで用いる場合、路上での煙草の火などに対する耐火性能が問題となる。F R P は、難燃度の高い樹脂の使用や、樹脂に添加剤を加えることにより難燃化・不燃化することが可能である。このため、π型F R Pパネルでは、成形の際、添加剤を加えることでJIS A 1322（建築用薄物材料の難燃性試験方法）の防炎3級以上に相当する性能を付加している。したがって、煙草の火程度ではF R P が延焼することはないが、燃焼後の強度保持率を確認するため、燃焼試験を実施した。試験は、図-6に示すJIS A 1322の試験方法に準じ、



図-6 燃焼試験状況



燃焼面

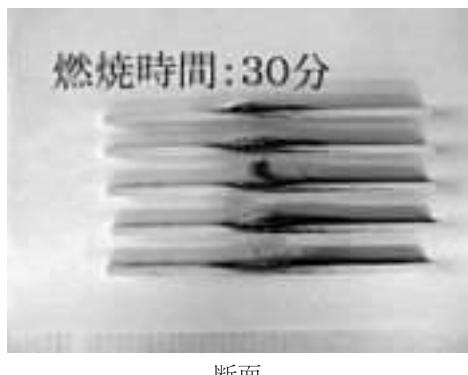


図-7 燃焼試験後の供試体の状況（30分）

0分、5分、15分、20分、30分の燃焼後に強度試験を行った方法とした。図-7に30分燃焼後の燃焼面および切断面の状況を示す。これより、直接炎が当たる箇所で表面樹脂の燃焼が見られるものの、延焼はほとんどしていないことが確認できる。また、切断面における燃焼範囲は表層部分のみであり、裏面は熱影響により変色している程度であった。

図-8に、燃焼による板厚減少率を示す。なお、板厚計測は、樹脂が燃焼しガラス繊維が露出した部分をマイクロメータで圧縮して計測した。これより、燃焼時間10分程度までは板厚の減少が見られるものの、それ以降の板厚減少率は停留することがわかる。これは、不燃であるガラス繊維が炎を遮断し、内部の樹脂の燃焼が抑制されているためと考えられる。

図-9に、燃焼による強度変化を示す。このときの引張り強さは、燃焼により減少した板厚を有効断面として算出している。この結果、引張り強さは15分間の燃焼により、燃焼前の約70%に低下するが、その後の強度低下は少ないことがわかる。

以上より、F R P材は30分の燃焼により板厚減少と強度低下を合わせても初期材料強度の40%程度は保持しており、燃焼により崩壊に至るようなことはないことが確認できた。

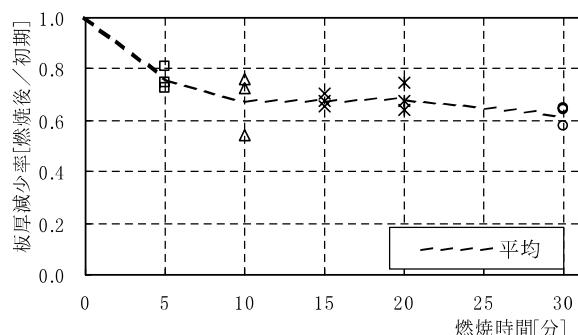


図-8 燃焼による板厚減少率

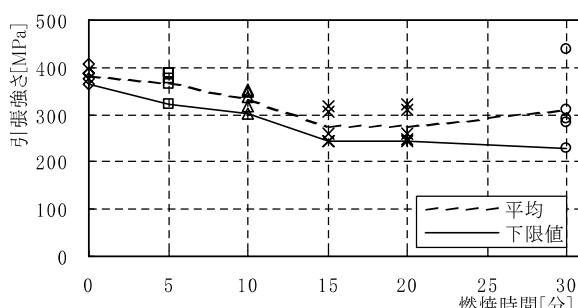


図-9 燃焼による強度変化

## 5. 耐荷性能

### (1) 材料特性

$\pi$ 型FRPパネルは引抜き成形材であるため、引抜き方向である長手方向に対して、幅方向の強度・弾性係数が小さい直交異方性の材料特性を有している。このため、合成床版として使用する場合は、FRPの長手方向に対してのみ強度部材として扱い、幅方向に対してはFRPを無視した設計としており、幅方向の材料特性は特に規定していない。しかしながら、歩道床材として使用する場合は、リブ間への集中荷重なども作用するため、幅方向に対しても荷重分担する必要がある。このため、幅方向の材料特性を把握することを目的として、JIS K 7054に基づいた引張試験を行った。試験結果を、長手方向の材料試験結果とともに、表-4に示す。なお、本試験における $\pi$ 型FRPパネルは、強化繊維にガラス繊維、樹脂にビニルエステル樹脂を使用している。

表-4 材料特性

	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	引張弾性率 (kN/mm <sup>2</sup> )
長手方向	444	32
幅方向	100	16

### (2) 静的耐荷力

FRPパネルの歩道床材としての耐荷力を確認するため、静的載荷試験を実施した。試験は、R-13パネル(表面処理なし)を用いて行い、幅600mmのFRPパネル単体に対し、継手による影響および、舗装による影響を確認するため、それぞれのケースに応じた試験体を準備した。試験は、アムスラー型万能試験機を載荷フレームとして利用し、図-10に示すように、油圧ジャッキにより支間1.8mの中央に荷重を載荷する方法とした。

載荷荷重は、設計荷重である群集荷重(5 kN/m<sup>2</sup>)と、歩行者による集中荷重(1 kN)を考慮した。なお、群集荷重の載荷は、支間中央でのたわみが等価となるように換算した5.625kN/mの線荷重(載荷荷重3.375kN)を支間中央に載荷した。また、集中荷重は歩行者の設置面積を模擬し、100mm×100mmの載荷板にて支間中央部のリブ間に載荷した。なお、載荷は、漸増載荷により各荷重の3倍まで行いFRPパネルの挙動を確認した。ただし、継手のない試験体の集中荷重に対しては、5倍まで載荷している。図-11に試験の実施状況を示す。

また、静的載荷試験を解析的に検証するために、FE

M解析を実施した。対象とする試験ケースは、舗装なしパネルに集中荷重を載荷した場合とし、解析モデルは、図-12に示す3次元シェル要素を用いた。

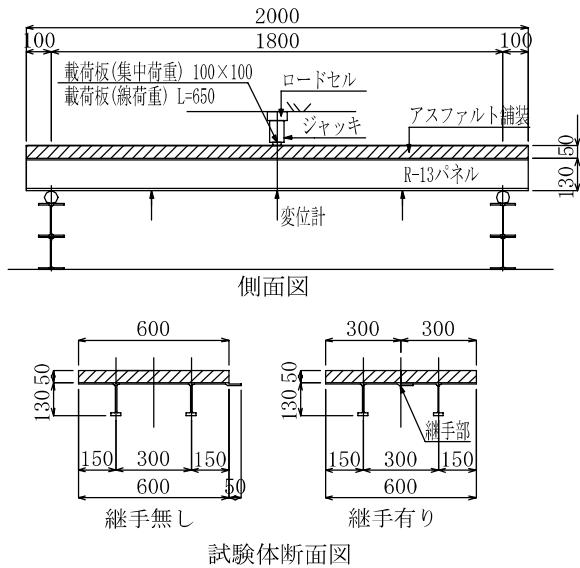


図-10 静的載荷試験の概要



図-11 静的載荷試験状況(単体パネル)

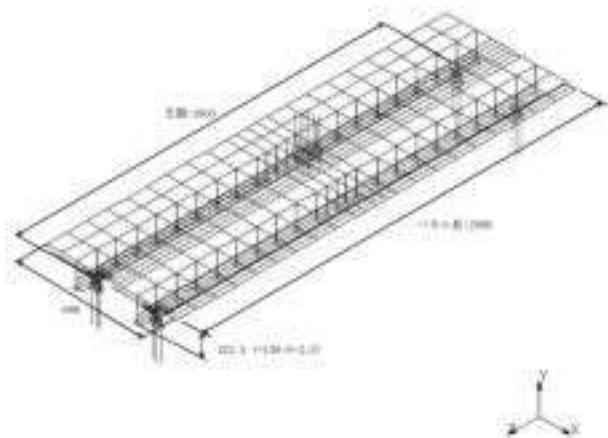


図-12 解析モデル

図-13に線荷重載荷時における支間中央部のリブ下面の荷重とたわみの関係を示す。これより線荷重載荷時においては、いずれのケースにおいてもほぼ線形挙動を示しており、設計荷重の3倍の荷重に対しても線形性を保持していることがわかる。また、舗装ありの供試体は、ないものと比べ若干たわみが小さい傾向がある。

図-14に集中荷重載荷時における載荷点直下の荷重とたわみの関係を示す。これより、継手の有無にかかわらず、舗装がない場合に比べ舗装を打設したものは、たわみが大幅に減少していることがわかる。これは、舗装により全体剛性が高まったこと、および舗装により荷重が分散されることに起因すると考えられる。

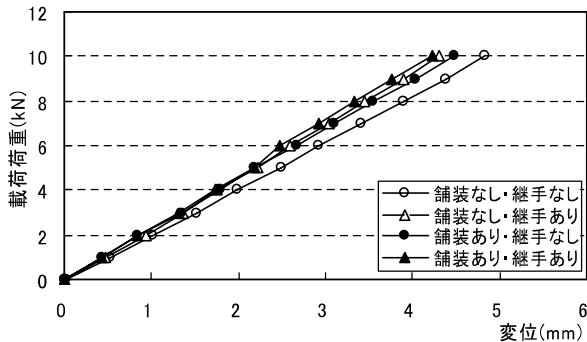


図-13 線荷重載荷時の支間中央部変位

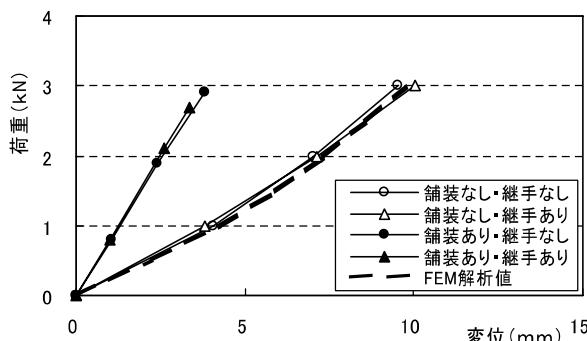


図-14 集中荷重載荷時の支間中央部変位

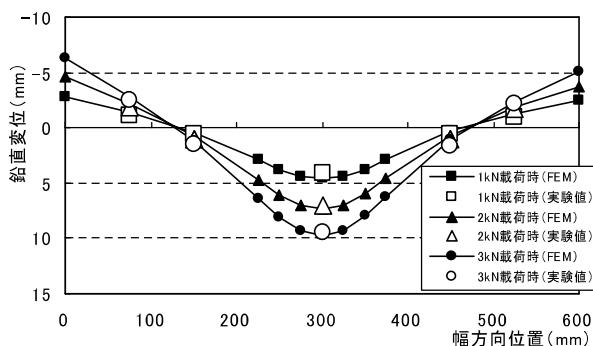


図-15 幅方向における変位分布

集中荷重載荷時のFRPパネルの幅方向および長手方向のたわみ分布を、それぞれ図-15、16に示す。これより、継手の有無によるたわみ分布の差はほとんどなく、継手がFRPパネルの変形におよぼす影響は少ないとことがわかった。また、FEM解析結果と試験結果が、ほぼ一致しており、FEM解析により直交異方性の材料特性を有するFRPパネルの変形挙動を再現出来ることが確認できた。

図-17に、集中荷重載荷時における継手なし供試体中央部の荷重とひずみの関係を示す。FRPの破断ひずみは、表-3に示す常温供試体の材料特性から求めると、長手方向  $13875 \mu$ 、幅方向  $6250 \mu$  となる。これらより、長手方向に対しては基本荷重の5倍の荷重を載荷しているにもかかわらず、ひずみは20%以下であるが、幅方向に対しては、破断ひずみに近いひずみが生じていることがわかる。しかし、今回の試験は、パネル単体での試験であり、パネル継手部が自由端となっていることから、実際の境界条件と異なった試験となっている。このため、実際のFRPパネルでは、幅方向の応力が長手方向に分配されることを勘案すると、歩道床材として十分な耐荷力を有していることが確認できた。

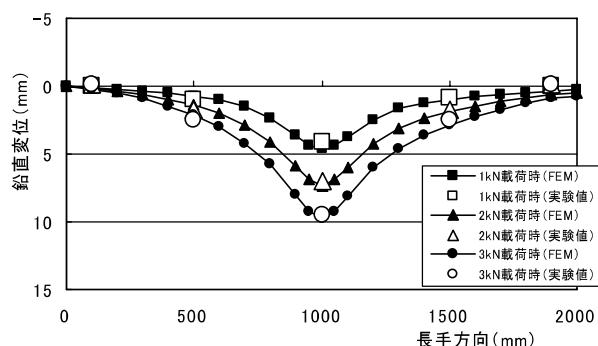


図-16 長手方向における変位分布

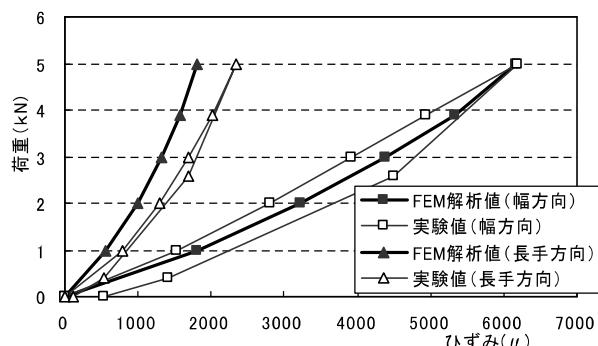


図-17 支間中央部におけるひずみ性状

## 6. 変形・振動性能

F R Pは、鋼材と比べ強度は同程度であるものの、弾性係数が小さいため、断面が応力ではなくたわみで決定される傾向にある。したがって、活荷重たわみおよび振動性状に対する照査を行う必要があり、前項において部分試験の結果に対する整合性を確認したF E M解析によりたわみおよび振動の検討を行った。

解析モデルは、床版支間1.5mとした一定面積を有する連続した床板を想定し、F R Pパネルの縁端部が全て対称となるような境界条件を与えた。また、解析にあたり、活荷重（群集荷重 5 kN/m<sup>2</sup>）たわみに対しては、舗装の剛性を考慮せず、固有振動数に対しては、質量増加に伴い振動数が減少する傾向にあるため、舗装の質量（ $\rho = 22.5\text{kN/m}^3$ ）のみを考慮した。このときの解析モデルを、図-18に示す。

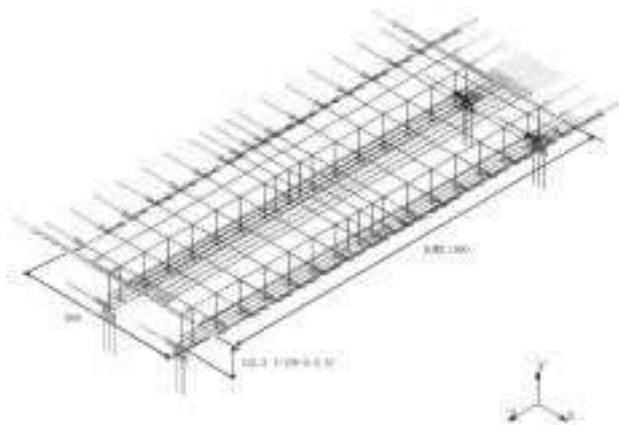


図-18 解析モデル

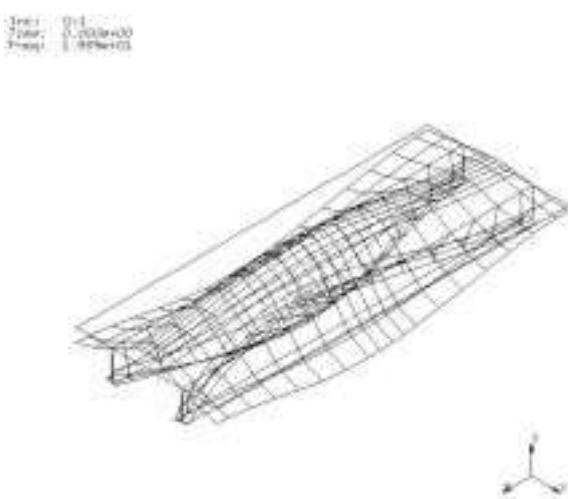


図-19 1次モードでのF R Pパネルの挙動

なお、F R Pパネルの許容たわみは、立体横断施設技術基準・同解説に準じ、 $L/400$ （L：床材支間長）=3.750mmとし、人が不快に感じる固有振動数1.5～2.3Hzを避けることとした。

この結果、活荷重たわみは、0.984mm、1次モードにおける固有振動数は19.89Hzとなり、いずれも許容値を満足することから、1.5mの支間においては、F R Pパネルは十分な変形・振動性能を有していることが確認できた。なお、図-15に、1次モードの固有値解析結果を示す。

## 7. おわりに

F R P材は軽量・高強度・耐食性など優れた材料特性を有していることから、近年、様々な分野で活用され、新材料として確固たる地位を得ている。しかし、F R Pは強化繊維と樹脂の複合材であり、ある程度自由な材料設計が可能であることから、適用にあたっては要求性能に合致した材料設計が必要である。

本研究では、既に合成床版として使用されているπ型F R Pパネルの土木構造物への適用拡大を目指して、歩道床材への適用性の検討を行った。この結果、歩道床材として要求性能に対し、各種要素試験やF E M解析を実施することで、適用性を確認することができた。

今後は、F R Pの特性を生かした有用な構造の開発を検討していきたいと考えている。

最後に、今回の研究に関し、ご指導・ご協力していただいたA G Cマテックス（株）、ニチレキ（株）の関係各位に感謝の意を表します。

## <参考文献>

- 1) 久保圭吾, 吉谷賢生, 能登宥憲: F R P合成床版の紹介, 宮地技報No20, pp.23-28, 2005.3.
- 2) 稲田博史, 栗田繁実, 小林智則, 佐藤昌義, 久保圭吾: F R P材を用いた橋梁付属物の紹介, 宮地技報No22, pp.15-18, 2007.3.
- 3) 山田優, 牧恒雄, 村井哲夫: 滑り抵抗調査の概要について (1), 第20回日本道路会議論文集

2008.2.9 受付

# 技術提案における新技術の評価方法に関する報告

## Evaluation Method for New Technology Proposed

保呂秀次<sup>\*1</sup> 久保圭吾<sup>\*2</sup> 奥村恭司<sup>\*3</sup>  
Hidetsugu HORO Keigo KUBO Kyoji OKUMURA

### Summary

In recent years, use of steel-concrete composite slabs has increased. However, in Specification For Highway Bridges II - Steel Bridges, the specifications of design techniques and structural detail items for slab types are not clearly stipulated. Therefore, it is necessary to confirm whether a slab type satisfies the required performance standards stipulated in the instructions and description. This paper reports the performance standards required for QS slabs.

キーワード：要求性能、疲労耐久性、維持管理、合成床版

### 1. はじめに

近年、技術提案型の契約方法の導入により、工費や工期が縮減できる合理的な「新技術」が採用されるケースが増えてきている。これは平成14年3月に改訂された道路橋示方書・同解説（以下、道示という）が性能照査型設計法となつたため、新技術が採用されやすい環境になつたことが大きい。しかし、その新技術が性能を満足しているかどうかをどのような検証方法、判断基準で評価されるべきなのかについては、規定の範囲だけでは明確でない場合が多く、性能規定の実効性を上げるための大きな課題となっている。

また、新技術の設計において、定性的な性能要求のみではなく、具体的にどういった外力や作用に対して、どの程度の確からしさで、橋がどのような状態になるかを考える必要があり、このような高度な技術的判断は、従来の見なし規定のようにすべての技術者が画一的に行えるものではない場合が多い。

本稿は、亀泉高架橋工事技術評価検討委員会（以下、技術評価委員会という）で評価された提案書をもとに、性能検証における観点や考え方について報告する。

### 2. 新技術の内容

#### (1) 鋼コンクリート合成床版の採用 (QS Slab)

鋼・コンクリート合成床版（以下、合成床版という）は一般的に、以下の特徴を有している。

- ① 鋼とコンクリートとの合成作用により、RC床版と比較して剛性が高く、耐荷力を減ずることなく床版厚を薄くできる。
- ② 同様に、耐久性が向上する。
- ③ 底鋼板は軽量のプレファブ部材で、コンクリート打設時の型枠、支保工として十分な剛性を有する。
- ④ 架設が容易で、足場を省略できる。
- ⑤ コンクリート打設時の型枠・支保工が不要なため、現場作業の省力化および工期短縮が図れる。

合成床版は、底鋼板とコンクリートとのずれ止めの種類より分類されるが、QS Slabは、主鉄筋方向にはコン

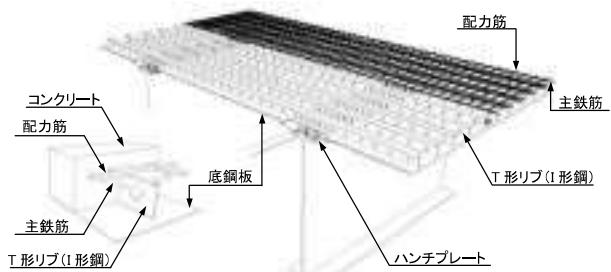


図-1 QS Slab の概念図

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部次長

クリート内に埋め込んだ形鋼リブに設ける孔、配力筋方向には適当な間隔に配置した形鋼リブをずれ止めとしている。本床版の概念図を、図-1に示す。なお、QS Slabは、他の合成床版と同様の特徴に加え、主鉄筋方向にT形断面の形鋼をリブとして配置していることから、床版上面側に大きな引張応力が作用する、張出長が長い床版構造への適用が可能である。

## (2) 対傾構・横桁の省略

合成床版は高い剛性を有することから、橋梁構造の合理化のため、従来の鉄骨橋と比較すると主桁本数を減らし、対傾構・横桁を合理化した構造とした。図-2に、この構造図を示す。

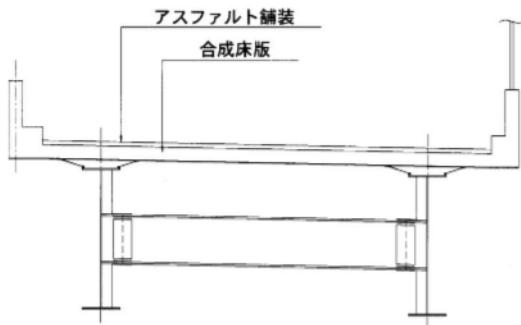


図-2 構造図

## 3. 新技術の評価

新技術の評価にあたっては、道示で規定される要求性能を基本として技術検証を行うが、技術提案の内容と、道示で規定される要求性能との関係を明確にする必要がある。このため、今回提案した新技術の内容と、道示の規定を照らし合わせ、道示に規定のない項目を整理する(表-1)。これより、以下にそれぞれの項目に対する検証事例を示す。

### (1) 基本構造と異なる場合

従来の多主桁形式では、対傾構、横構により橋の立体的機能が確保されているが、技術提案では、横構を省略し、横桁も簡略化した構造としている。このため、橋の立体的機能が確保されているか検証する必要がある。

橋の立体的機能に関しては、全体横倒れ座屈に対する安全性や、橋の断面形状の保持、橋の剛性の確保、横荷重の支承への円滑な伝達等が挙げられる。ここでは橋の全体剛性の確保と横荷重に対するねじり抵抗機能に対する検証事例を示す。

#### 1) 橋の剛性の確保

垂直補剛材の剛性を考慮した主桁と、横桁で形成されるπ型断面として剛度照査することで、必要な断面剛性を確保する。橋の断面計算をする上で、横桁位置は圧縮

表-1 新技術提案の内容と道示の規定との関係

想定される提案事項		道路橋示方書における規定			
1 道示の規定における範囲の逸脱	1.1 橋全体の耐力を想定している基本構造と異なる場合				
	例1 従来の多主桁形式で必要な対傾構、横構が省略されている場合	立地的機能	道示Ⅱ 7.1, 10.6	対傾構、横構に関する一般事項	
	1.2 部材の耐力式または断面力式の前提条件が異なる場合				
2 道示に規定のない材料	例1 床版支間長の制限など道示の適用範囲を逸脱する場合		道示Ⅱ 8.1.2	床版の設計一般事項	
	例2 床版の曲げモーメント式の前提条件との整合が不明な場合	耐荷力性能	道示Ⅱ 8.2.4	床版の設計曲げモーメント	
	例3 非合成床における床版と主桁の合成作用		道示Ⅱ 11.1.2	床版の合成作用の取扱	
3 道示に規定のない許容値	2.1 規定のない新材料を採用する場合				
	(道示橋示方書に準じる)	使用材料	道示Ⅱ 3	使用材用	
4 道示に規定のない手法・メカニズム	3.1 疲労等級の規定されていない継手構造を採用する場合				
	(該当部位無し)	疲労耐久性能	道示Ⅱ 5.3	疲労設計	
	4.1 疲労照査規定のない構造を採用する場合				
5 道示に規定のない設計手法	例1 照査規定のない鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性の照査を行なう場合	材料耐久性能	道示Ⅱ 5.3	疲労設計	
	4.2 規定外の材料特性を採用する場合				
	例1 道示に定めのない特性(SS400材を溶接部材として採用)を設定して設計を行う場合	使用材料	道示Ⅱ 3	使用材料	
6 道示に規定のない施工方法	5.1 部材設計の手法が規定の前提条件と異なる場合				
	例1 新形式床版の鋼部材の有効幅の設定	耐荷力性能	道示Ⅱ 11.2.4	床版の有効幅	
	5.2 設計部材の手法が規定の前提条件と異なる場合				
6 道示に規定のない施工方法	例1 従来の多主桁形式で必要な対傾構、横構が省略されている場合	荷重分配機能 横荷重抵抗機能	道示Ⅱ 8.1.2	床版の設計一般事項	
	6.1 照査規定のない新構造を採用する場合				
	例1 道示に規定のないすれ止め工法を用いる場合	耐荷力性能	道示Ⅱ 2.3	荷重に対する安全性の照査	
	例2 ハンチを設けない場合	供用性能	道示Ⅱ 8.1.2	床版の設計一般事項	
	6.2 維持管理方法が一般的な手法と異なる場合				
6 道示に規定のない施工方法	例1 維持管理方法が確立されていない構造(鋼コンクリート合成床版)を採用する場合	維持管理性能	道示Ⅰ 1.5	維持管理の容易性	

フランジの固定点として考えており、簡略化した横桁には、圧縮フランジの横座屈防止に必要な剛性を確保する必要がある。なお、照査にあたっては「鋼道路橋設計便覧 第5章」のボニートラスにおけるU型フレームの照査方法を用いる。

## 2) 横荷重に対するねじり抵抗機能の確保

横荷重に対しては、通常、横構により支承に荷重伝達されるが、技術提案では、これを省略する構造としている。そのため、この構造が水平荷重（風、地震等）に対し、十分な荷重伝達機能を有するかの検証を行う。

横荷重に対しては床版が抵抗し、横荷重により生じるねじりモーメントに対しては床版を含む構造全体で抵抗するものと考えられる。したがって、ねじりモーメント  $T$  は、I断面からなる2主桁橋の支間中央に作用するものと考える。

この場合、各主桁はねじり剛性がほとんど無いため、単独では大きなねじり変形を生じるが、2本の主桁が十分なせん断剛性を持つ横桁で連結されれば、2本の主桁は一体となった断面としてねじりに抵抗すると考えることができる。つまり、作用するねじりモーメントは鉛直力からなる1対の偶力に変換され、主桁の曲げ剛性によって抵抗するものとして照査することになる。よって、図-3に示すように、橋全体の構造系を一部材とみなした場合のそりねじり応力度に相当する鉛直力は、 $P = \pm T/a$  となる。

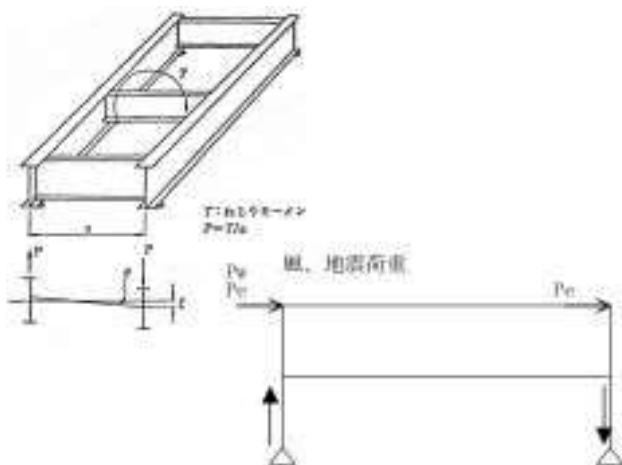


図-3 水平荷重の荷重伝達機構

## (2) 耐力式の前提条件が異なる場合

道示における床版支間は、RC床版で4m、PC床版で6mに制限されており、この範囲を超える床版支間に

対しては、設計曲げモーメント式の適用を照査する必要がある。設計曲げモーメント式は、道示の他に土木学会の鋼構造物設計指針 Part B でも設定されているが、いずれも床版を等方性版として扱った式となっている。このため、これらを準用するにあたり、床版の異方性度の確認が必要である。

### 1) 異方性度の確認

異方性度の確認は、橋軸方向と橋軸直角方向それぞれの剛性を算出し、この剛比を、RC床版のものと比較した。技術評価委員会においては、RC床版0.608に対しQS Slabでは0.976であり、QS Slabは等方性版と判断できることを確認した。

### 2) 設計曲げモーメント

道示や、土木学会の鋼構造物設計指針 Part B による支間部設計曲げモーメントは、相対する2辺で単純支持された等方性無限単純版を対象に、衝撃を考慮したT荷重により求められている。

このときの曲げモーメントの余裕量は、道示、土木学会とも床版支間6mまでは10~20%、6mを超える範囲では設計曲げモーメントを生じさせる荷重配置の再現確率が小さくなることから、支間長が大きくなるに従って10%から低減している。このため、実際に作用

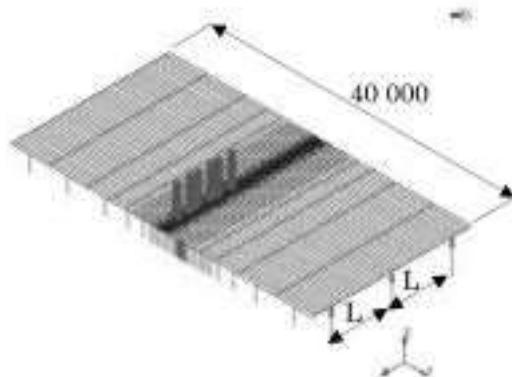


図-4 解析モデル

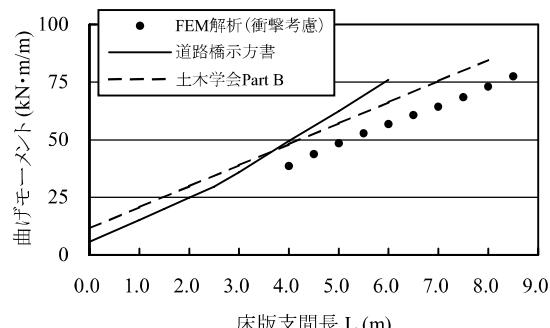


図-5 曲げモーメント比較

する曲げモーメントを、図-4に示すモデルによるFEM解析により、衝撃係数と再現確立を乗じた載荷により求めることとする。このときの解析結果を、道示式と土木学会式による計算結果とともに示したものが、図-5である。これより、FEM解析結果は、道示式、土木学会式より小さい値となっていることから、道示の適用外である床版支間6mを超える範囲では、適切な余裕量を考慮すれば土木学会式も適用できることが言える。

### (3) 断面力式の前提条件が異なる場合

#### 1) 平面保持の保証

合成床版は合成後の死荷重および活荷重断面力に対して、鋼とコンクリートが一体化して挙動すると考えており、床版の断面内での維ひずみが図-6に示すように、平面保持されている必要がある。このため、輪荷重走行試験における断面内のひずみを計測し直線分布することを検証する。

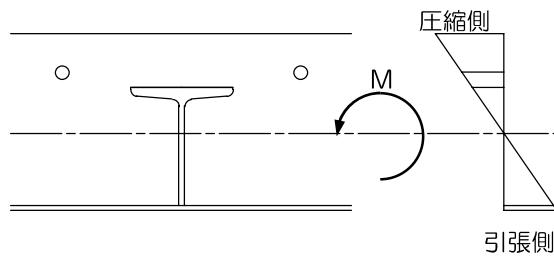


図-6 ひずみ分布図

輪荷重走行試験における断面内ひずみ分布の計測結果を図-7に示す。これより、試験値は試験終了まで直線分布が保たれており、平面保持が満足されていることが確認された。なお、P=10tf載荷時における引張側コンクリート断面を無視した断面計算(RC断面)、ならびにコンクリート全断面有効とした計算値との比較によれば、試験でのひずみは計算値に比べて小さく、ほぼ全断面有効として挙動していることがわかる。

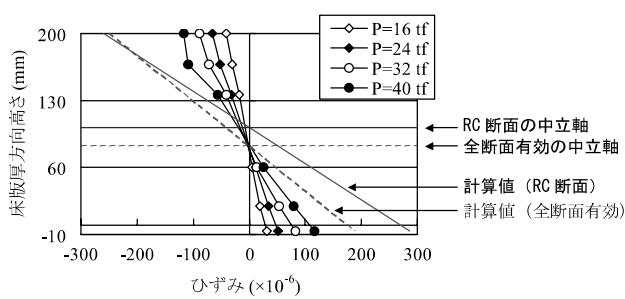


図-7 ひずみ分布

#### 2) ヤング係数の設定

合成床版に対するヤング係数が道示に規定されていなかったため、輪荷重走行試験におけるQS Slabのたわみ性状と、FEM解析結果を比較し、応力的検証におけるヤング係数比を確認する。

輪荷重走行試験より求められた試験結果と解析結果の比較(図-8)によれば、実測値と最も近いのがCase-3(コンクリート全断面有効、ヤング係数比n=10)となっている。試験では供試体の切断面でもひび割れが観察されていないため、コンクリートは試験終了まで全断面有効として挙動したと考えられる。したがって、鋼とコンクリートのヤング係数比は、n=10が妥当であると考える。

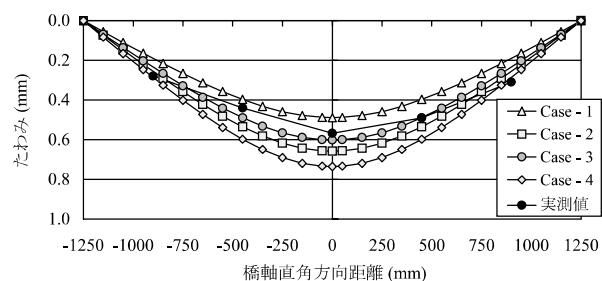


図-8 たわみ分布図

#### (4) 非合成桁における床版と主桁の合成作用

非合成桁として設計する場合も床版と鋼桁との連結はスタッドを用いた構造を採用しており、供用荷重レベルの挙動は合成桁に近いと考えられる。したがって、非合成桁の場合であっても連続桁の中間支点部は、合成桁として床版コンクリートのひび割れ照査を行うことが望ましい。合成桁としては、以下の項目を適用し検討するものとする。

- ① 許容応力度は、道示・同解説II鋼橋編11.2.5によるものとする。
- ② 主桁作用におけるコンクリートのクリープ、乾燥収縮、および温度差の影響は、これを考慮しないものとする。
- ③ 主桁作用に対する底鋼板の有効断面は、継手の設計に応じて適切に評価するものとする。

#### (5) 疲労照査規定のない構造を採用する場合

照査規定のない鋼コンクリート合成床版の疲労耐久性的照査を行う場合がある。このとき材料耐久性能が満足されているかを評価する必要がある。性能評価の方法、

考え方は以下の項目が考えられる。

- ① 版としての耐久性を輪荷重走行試験等によりRC床版と相対比較する。
- ② 鋼部材の疲労耐久性は、鋼桁と同様に変動応力により評価する。
- ③ コンクリート部材の疲労耐久性は、床版内部の応力状態を明確にし、せん断破壊等に対する耐久性を評価する。
- ④ 底鋼板継手部の疲労耐久性を評価する。
- ⑤ 損傷後（コンクリートの砂利化、鋼板の減肉等）の耐久性を評価する。
- ⑥ 個々の構造に関する構造詳細の妥当性等を確認する。

### 1) 版としての耐久性

床版の破壊メカニズムは、複雑であり設計計算による疲労耐久性の照査は困難であるが、現実的な疲労耐久性の確認手法として、輪荷重走行試験機を用いた階段状荷重漸増載荷による試験方法が国土交通省で提案されている。この方法によると、鉄筋コンクリート床版の破壊メカニズムが再現できることが確認されていることから、これとの相対

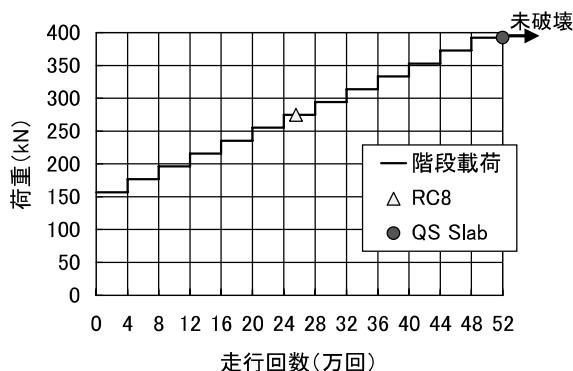


図-9 階段載荷荷重

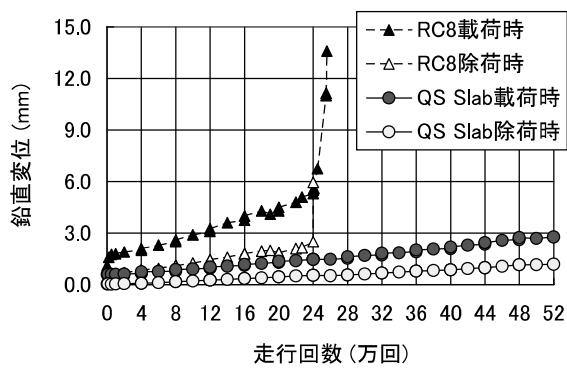


図-10 輪荷重走行試験結果

的な比較を行うことで、耐久性の検証を行う。

図-9に、輪荷重走行試験による載荷荷重と破壊回数を、図-10に床版中央の変位と走行回数の関係を示す。これより、QS Slabは、載荷荷重392kN、走行回数52万回の階段状漸増載荷による輪荷重走行試験を実施した後も、たわみやひずみの急激な変化はなく未破壊であることから、RC床版と比べ高い疲労耐久性を有していることが確認された。

また、連続合成桁の中間支点上においては、床版作用の他に、主桁作用による引張力が作用する。このため、

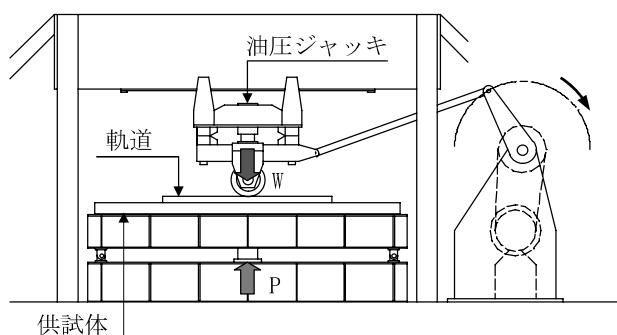
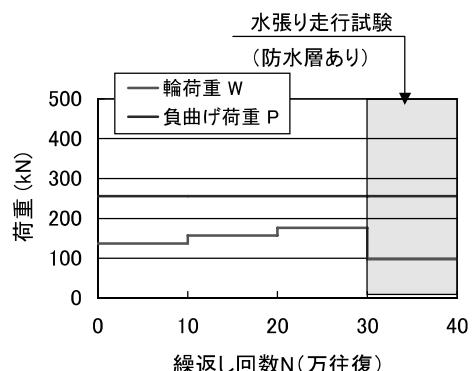
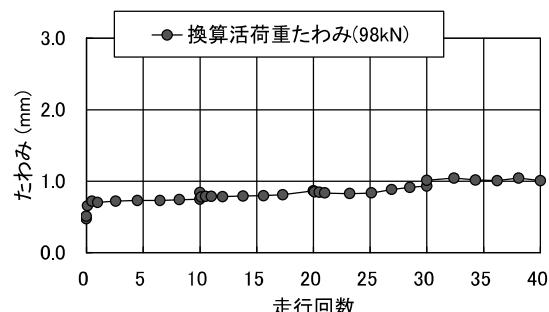


図-11 試験要領図



(1) 荷重－走行回数



(2) たわみ－走行回数

図-12 輪荷重走行試験結果

この応力状態を再現した輪荷重走行試験を実施し、負曲げ領域下におけるQS Slabの疲労耐久性についても確認した。図-12に、輪荷重走行試験の結果を示す。これより、負曲げ状況下においても、40万回載荷後も破壊に至っておらず、十分な耐久性を有していることが確認できた。

## 2) 鋼部材の耐久性

鋼部材の耐久性に対しては、溶接継手部と鋼板継手部が所定の疲労耐久性を有していることを確認することが必要となる。以下に、各継手の耐久性照査について示す。

### a) 溶接継手

溶接継手の疲労耐久性照査にあたっては、疲労強度等級が確認されていることや、溶接継手部に発生する応力性状が把握できることが前提となる。さらに、照査荷重は、対象構造が置かれた交通環境や基本構造等に配慮して適切に定める必要がある。

このため、QS Slabの鋼部材の疲労照査としては、以下の方針で確認を行う。

- ・コンクリート部と同様に活荷重による応力振幅を一定レベル以下に抑える。(底鋼板の板厚確保  $t = 8$  mm)
- ・応力集中や二次応力の影響で過去に疲労損傷を受けた継手、構造を避ける。(連続すみ肉溶接)
- ・継手の疲労強度等級の前提となる継手の品質確保を図る

以上の、疲労設計の基本に従ったうえで、「鋼道路橋の疲労設計指針」(以下、疲労指針)に準じた応力照査による定量的な検証を行った。ただし、確立された手法でないことに鑑み、可能な限り安全側に応力範囲を算定し、出てきた値に対しても十分な余裕を考慮した評価を行った(余裕量50%確保)。表-2にTリブ溶接部の最大垂直応力範囲と打ち切り限界の関係を示す。

表-2 最大垂直応力範囲と打ち切り限界の比較

形式	部位	応力方向	最大応力範囲	評価	打ち切り限界 (一定振幅応力)	余裕量
			衝撃なし			
2主桁	支間中央	主鉄筋方向	41.4	<	84	51%
		配力筋方向	13.7	<	62	78%
	中間支点上	主鉄筋方向	41.7	<	84	50%
		配力筋方向	16.7	<	62	73%
3主桁	支間中央	主鉄筋方向	40.6	<	84	52%
		配力筋方向	13.6	<	62	78%
	中間支点上	主鉄筋方向	35.4	<	84	58%
		配力筋方向	14.3	<	62	77%

これより、FEM解析による最大応力範囲は、主鉄筋方向、配力筋方向共に、E等級の打ち切り限界(62)以下となり、十分な疲労耐久性を有していることを確認した。

### b) 底鋼板継手

QS Slabの底鋼板継手は、高力ボルト摩擦接合であり、供試体中央部に継手を設けた輪荷重走行試験において、継手部の目開き量を計測することで、耐久性の検証を行う。

図-13に、走行回数と目開き量関係を示す。この中で、“弾性目開き量”は、各段階における活荷重による値を表し、“換算弾性目開き量”は100kNに換算した値を示している。

この結果、換算弾性目開き量は走行終了に至るまではほぼ一定の値が保たれており、それが生じていないことから、パネル同士の高力ボルト摩擦接合部は、十分な耐久性を有していることが検証された。

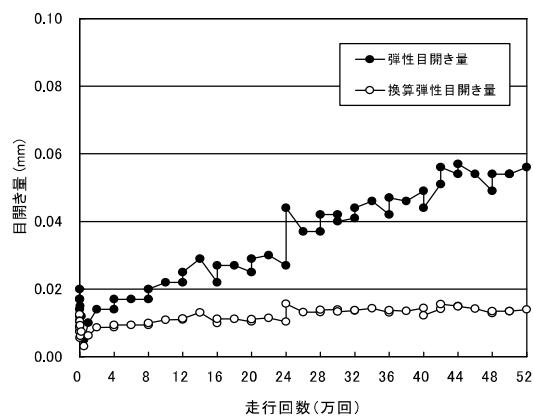


図-13 走行回数-目開き量関係図

### 3) コンクリート部材の耐久性

既往の研究より、QS Slabの破壊形態は、コンクリートのかぶり部分の押抜きせん断破壊とそれに続く主鉄筋に沿った剥離破壊となることが確認されている(図-14)。このため、同破壊に対する耐久性は、輪荷重走行試験供試体と、実橋床版におけるTリブ上縁の活荷重応力度を比較することで照査を行う。

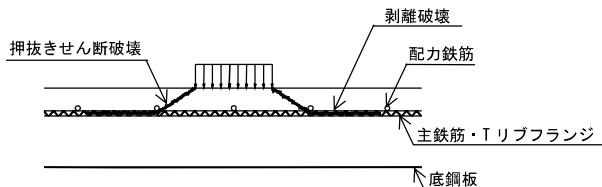


図-14 押抜きせん断破壊モデル

表-3に、解析結果を示すが、実橋における応力度は供試体の応力度と同等かそれ以下に抑えられていることが確認された。したがって、押抜きせん断破壊に対して

は、十分な耐久性を有していることが確認された。

表－3 着目点におけるコンクリートの応力度

部位	応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	Tリブ上載荷			Tリブ間載荷		
		着目点①	着目点②	着目点③	着目点①	着目点②	着目点③
支間部	主鉄筋方向	-1.50	-1.54	-1.50	-1.35	-1.33	-1.44
	配力筋方向	-1.12	-0.55	-1.12	-0.85	-0.34	-1.16
	鉛直方向	-0.29	-0.89	-0.29	0.10	-0.13	-0.08
支点部 (主桁上)	主鉄筋方向	0.30	0.31	0.30	0.30	0.31	0.30
	配力筋方向	-0.04	-0.08	-0.04	0.02	-0.03	-0.04
	鉛直方向	-0.11	-0.21	-0.11	-0.04	-0.07	-0.08
張出部	主鉄筋方向	0.32	0.35	0.32	0.31	0.32	0.32
	配力筋方向	-0.03	-0.04	-0.03	0.05	-0.03	-0.04
	鉛直方向	-0.04	-0.06	-0.04	-0.04	-0.07	-0.08

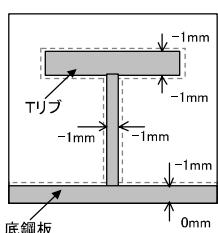
#### 4) 損傷後の耐久性

QS Slabは、Tリブ上面のコンクリートの押し抜きせん断により破壊することが確認されているため、この状態における耐荷力を照査する。ただし、床版コンクリートが損傷を受けた状態での耐荷力を算定することは困難であるため、極端な例として”コンクリートの剛性を期待できない状態＝鋼板パネルのみの剛性”の状態を想定し、この状態での検討を行った。

解析モデルは、床版断面のうちコンクリートを全て無視するが、荷重載荷位置のみコンクリートがあるものとした。また、荷重は、舗装と床版コンクリートの死荷重、およびT荷重を載荷し、この時の底鋼板の応力状態を確認した。

この解析の結果、底鋼板はすべて許容応力度以下に納まっており、短期間の供用であれば鋼材が降伏しない耐荷力を有しており、早急な崩壊は回避できる。

また、さらに、床版内に進入した水の影響により、内部の鋼材が腐食した時の耐荷力照査を行った。このとき、腐食による鋼材の減厚は1 mmを想定し、図－15に示す断面とした。



図－15 腐食時の鋼板パネル断面

この結果、鋼材へに発生応力は、主鉄筋方向Tリブ上縁で最大応力が生じていたが、降伏応力度以下におさまっていることを確認した。

#### (6) 規定外の材料特性を採用する場合

道示では、一般構造用圧延鋼材（SS400）の使用について、運用上、非溶接部材に限定することとしている。しかし、QS SlabではTリブにSS400材のI形鋼を使用することから、溶接性の照査が必要となる。したがって、SS400材の使用に当っては鋼材検査証明書（ミルシート）等で事前に鋼材の化学成分を確認するほか、溶接継手部に必要とされる溶接品質を満足することを確認するために、溶接施工試験を実施し、溶接性に問題ないことを確認する。なお、溶接施工試験は、工場製作開始前に実橋に使用する材料により行ない、溶接外観については限界見本をもとに管理を行う。

#### (7) 維持管理方法が一般的な手法と異なる場合

合成床版は、維持管理方法が確立されていないため、維持管理性能を確認する必要がある。

一般に合成床版に限らずコンクリート系床版では、適切なコンクリートの品質管理および舗装や防水層を含めた防水システムにより、床版の耐久性を確保することとしている。しかしながら、橋梁を保全し所要の耐用年数を確保するためには、維持管理方法を示す必要がある。また、地震時などの異常時においても、ある程度交通機能を確保することが求められる場合もある。

QS Slabは底鋼板を有するため、コンクリート剥落など第三者災害に対する危険が軽減されるという特長があるものの、床版下面のコンクリートのひび割れを直接目視することができないことが維持管理におけるリスクとなる。そこで、QS Slabにおいて顕在化する損傷等の異常を想定し、現象と損傷の程度を間接的に把握する点検手法を提案する。QS Slabは、ひび割れの進展に伴い床版剛性が低下してたわみが増加したことなど、損傷状態とたわみの変化には相関性が見られたことから、“路面の異常と床版下面からの漏水の有無を重点的に点検する”こと、および“床版のたわみで損傷状態を評価する”ことをQS Slabの維持管理の基本方針とし、点検要領は「国土交通省国道・防災課：橋梁定期点検要領（案）、平成16年3月」に基づくものとした。以下に、QS Slabの維持管理要領を概説する。

### 1) 点検フロー

合成床版の維持管理における損傷等の検出方法は、目視によることを基本とし、図-17に示すフローに従つて点検・調査を行うものとする。

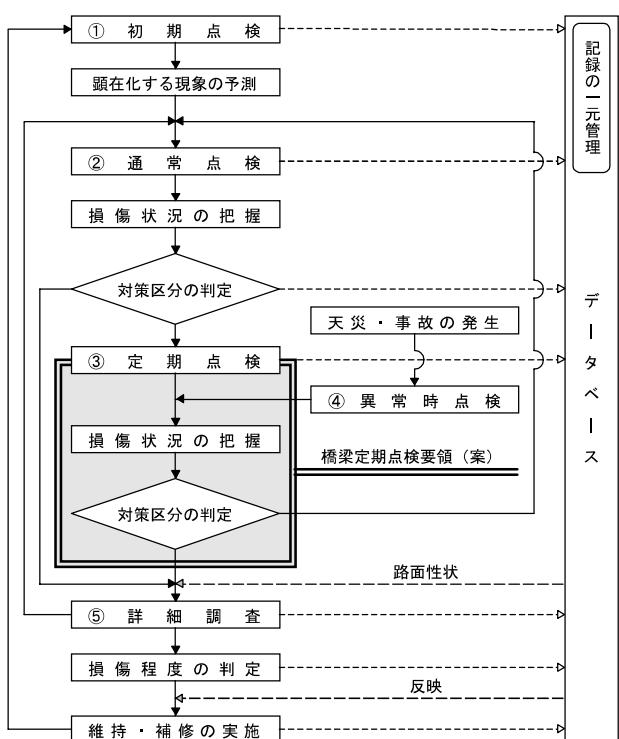


図-17 QS Slab の維持管理フロー

表-4 QS Slab の損傷

点検項目	損傷の種類	着目箇所	損傷の特長
鋼材	腐食	底鋼板下面	集中的な錆
	き裂	底鋼板	疲労き裂
	ゆるみ・脱落	パネル継手	高力ボルト
	破断	底鋼板	脆性破面
	防食機能の劣化	鋼材外面	塗膜変色, 剥離
コンクリート	ひび割れ	地覆・壁高欄	ひび割れ幅
	剥離・鉄筋露出	地覆・壁高欄	鉄筋の錆
	錆汁・エロッセンス	継手, 開口部	変色を伴う漏水
	床版ひび割れ	路面	ひび割れ位置
	浮き	路面	舗装の剥離
その他	路面の凹凸	路面	凹凸や段差
	舗装の異常	路面	ポットホール
共通	変色・劣化	地覆・壁高欄	コンクリート
	漏水・滯水	伸縮装置	常時
	異常なたわみ	底鋼板	剛性低下
	変形・欠損	不特定	部材の
	土砂詰まり	排水栓	排水機能低下

### 2) 点検項目

QS Slab に発生が予測される損傷について、損傷の種類、着目箇所、損傷の特徴を表-4 および図-18 に示す。

### 3) 対策区分の判定方法

対策区分の判定は、舗装路面と床版下面の点検を行い、

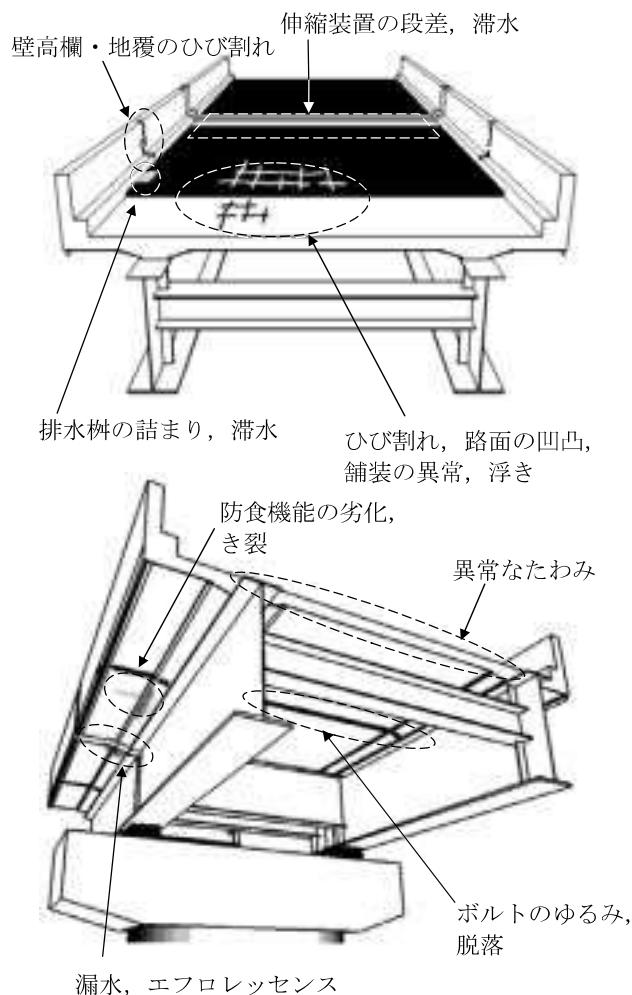


図-18 QS Slab を有する橋梁の主な損傷例

表-5 対策区分の判定 (支間部)

損傷の種類	舗装路面の異常						
	損傷の程度	異常なし	ポットホール発生	うき発生	ポットホール規則的 <sup>※</sup> に発生	うき規則的 <sup>※</sup> に発生	網目状ひび割れ発生
床版下面の漏水	漏水なし	◎	□	□	▲	▲	▲
	漏水あり	×	×	×	×	×	×
	遊離石灰あり	×	×	×	×	×	×
	錆汁あり	×	×	×	×	×	×

※支保エリフ間隔500mm毎

表一 6 対策区分の判定（張出部）

【床版張出部】		舗装路面の異常						
損傷の種類		損傷の程度	異常なし	ポットホール発生	うき発生	ポットホール規則的に発生	うき規則的に発生	縦目状ひび割れ発生
床版下面の漏水	漏水なし	◎	□	□	▲	▲	▲	▲
	漏水あり	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲
	遊離石灰あり	▲	▲	▲	▲	▲	▲	▲
	鉛汁あり	▲	×	×	×	×	×	×

◎:記録 □:舗装の機能保全 ▲:追跡調査 ×:詳細調査

両者の損傷程度の組合せにより行う方法とした（表一 5, 表一 6）。車道部と床版張出部の区別は、緊急時における交通機能確保の観点から、走行への影響の重要度を勘案したものである。この対策区分の判定に基づいて詳細調査を実施し、補修・補強の要否を判定するものとする。詳細調査は必要に応じて非破壊検査等を採用するのが望ましい。

## 5. おわりに

新技术の適用に際しては、道示に示されている要求性能を満足することが評価されておかなければならない。本稿で報告した評価事例は、1つの観点や考え方であり、今後の新技术評価の際の基礎資料になれば幸いである。

QS Slabにおいては、鋼板パネルの工場製作時および場所打ちコンクリート施工時に適切な品質管理を実施することと、維持管理の流れを明確にすることで優れた疲

労耐久性が確保できる新技術と考える。このため、これらを実現するにあたって、当社では設計、施工および品質管理に関する社内マニュアルを整備している。

## ＜参考文献＞

- 宮地・大豊異工種建設工事共同企業体：亀泉高架橋工事技術評価検討委員会 附帯事項に対する回答・説明資料, 平成16年11月
- 山下, 保呂, 奥村, 佐藤, 永来: 鋼コンクリート合成床版の要求性能と検証方法に関する一考察, 第五回道路橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp. 211 - 216, 平成18年7月
- 永来, 上原(勝), 上原(正), 山下, 奥村, 保呂: 鋼コンクリート合成床版の品質管理および補修方法に関する検討－亀泉高架橋工事－, 第61回土木学会年次学術講演会講演概要集, I - 125, pp. 249 - 250, 平成18年9月
- 保呂, 寺田, 上原, 山下: 「設計・施工一括発注方式」による亀泉高架橋工事の報告(その2), 宮地技報 No. 22, pp. 24 - 31, 平成19年1月
- (株)宮地鐵工所: 鋼・コンクリート合成床版 QS Slab (設計・施工マニュアル), 平成18年12月
- (株)宮地鐵工所: 鋼・コンクリート合成床版 QS Slab (品質管理マニュアル), 平成18年12月

2008.1.21 受付

## グラビア写真説明

### 有松高架橋鋼上部工事

安藤広重の浮世絵「東海道五十三次」の宿場町、鳴海宿で有名な有松絞りの歴史や文化が残された面影のある土地に有松高架橋は位置しています。

路線は、名古屋環状2号線という名古屋市周辺の10km圏に位置する延長66kmの環状道路で、名古屋市を中心に放射状に延びる幹線道路や名古屋高速道路と主要地点で連結しています。この道路の完成により都心部に流入、集中する交通を適切に分散させ、交通混雑の緩和、社会経済活動の発展に寄与するものとして期待されています。

この名古屋環状2号線は、東名阪自動車道や伊勢湾岸自動車道などの自動車専用道路（専用部）と一般国道302号（一般部）で構成されています。

当JVの施行箇所はこの専用部です。国道1号線と名古屋鉄道本線を跨ぐことから大型搬送車での一括架設、送り出し架設、ペント架設ありと高度な架設技術を求められ無事に完成しました。製作面では、現場溶接の品質管理が評価項目になり、上面をサブマージアーク溶接、下面をシールドガスアーク自動溶接工法を採用し、溶接箇所は超音波自動探傷検査により高品質な製品を提供することが出来、高い評価を頂きました。

橋桁は、景観に配慮した4セルボックスで外観もとてもきれいな橋に仕上がっています。

また、付近には、織田信長が今川義元を奇襲にて破った有名な「桶狭間の戦い」の跡地もありますので是非お立ち寄りください。

# 場所打ちPC床版を有する連続合成鋼桁橋の 設計・施工報告（西黒田第一高架橋）

## Design and Construction of a Continuous Composite Steel-Plate Beam Bridge with Cast-in-Place PC Slabs- Nishi-Kuroda Daiichi Elevated Bridge

桑 山 豊 六<sup>\*1</sup> 上 原 正<sup>\*2</sup> 佐 藤 正 勝<sup>\*3</sup>  
Toyomu KUWAYAMA Tadashi UEHARA Masakatsu SATO

### Summary

The Nishi-Kuroda Daiichi Elevated Bridge is a part of the route connecting the Tomei Expressway Mikkabi JCT and the Daini Tomei Expressway Inasa JCT. For this bridge, ramp girders branch from the main road girders, and the width of the road varies along with the change in the number of the main girders. For the forking section of the main girders, steel cross beams were installed to transfer the sectional force of the main girder with the torsional resistance of the steel cross beams. Cast-in-place PC floor slabs with a maximum slab span of 10 m were adopted. As it is feared that the prestress of slabs is not effectively introduced in the vicinity of the cross beam section, we discussed arranging PC cables to reflect the results to the actual construction

キーワード：連続合成桁、長支間場所打ちPC床版、幅員変化、主桁分岐、鋼製横梁

### 1. はじめに

西黒田第一高架橋は、中日本高速道路株式会社が建設を進める東名高速道路三ヶ日JCT～第二東名高速道路引佐JCTを結ぶ連絡路の一部として計画された橋長412.2mの橋梁である。橋梁位置図を図-1に示す。

構造形式は鋼10径間連続合成鋼桁橋であり、本線部は上下線それぞれ2主桁であるが、ランプ部への幅員変化にあわせて3主桁、4主桁に分岐している。主桁分岐部にはいざれも箱断面の鋼製横梁を配置して、横梁のねじり抵抗によって主桁応力を伝達する構造としている。構造一般図を図-2に示す。



図-1 橋梁位置図

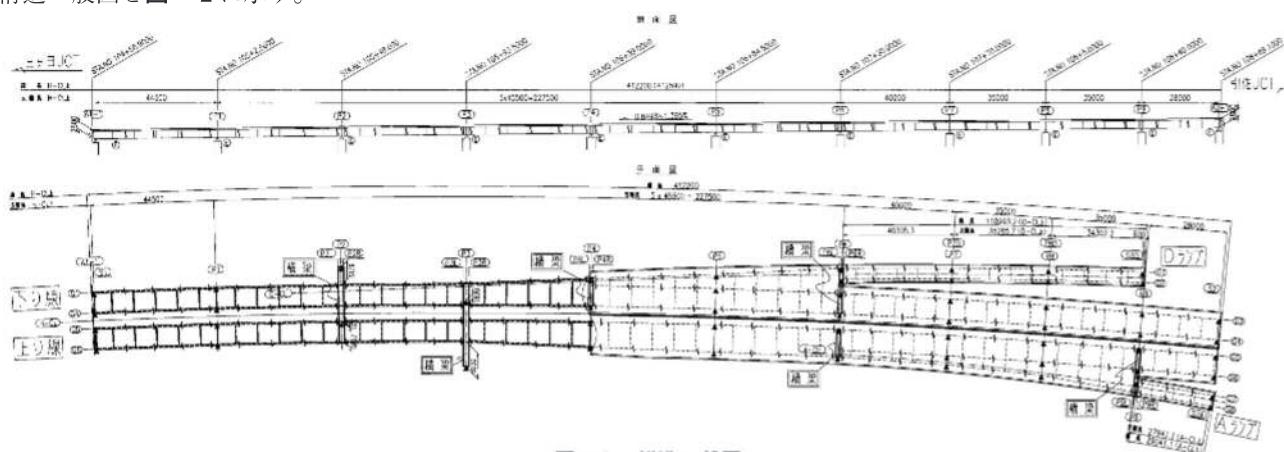


図-2 構造一般図

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ課長代理

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事部次長

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事部副参与（現場代理人）

床版は場所打ちPC床版とし、床版支間は7.5m～10.0mの長支間床版である。床版の断面形状は第二東名高速道路 菊ヶ谷橋などで実績のある下面を放物線形状とした形式を採用している。横梁部近傍は、床版のプレストレスが有効に導入されないことが懸念されたため、FEM解析によるPCケーブル配置の検討を行い、実施工に反映させた。

本稿では、鋼桁およびPC床版の設計・施工について報告する。

## 2. 工事概要

発注者：中日本高速道路株式会社 横浜支社  
工事名：第二東名高速道路 西黒田第一高架橋  
(鋼上部工) 工事  
路線名：第二東海自動車道 横浜名古屋線  
施工箇所：静岡県浜松市北区引佐町西黒田  
橋梁形式：鋼 10 径間連続合成钣桁橋  
床版形式：場所打ち P C 床版 (下面放物線形状)  
橋長：412.2m  
支間長：44.5m+5\*45.5m+40.0m+35.0m+35.0m+28.0m  
有効幅員：(標準部) 本線 12.250m、ランプ 6.000m  
工期：平成 16 年 10 月～平成 19 年 11 月  
本線部の標準断面を図-3 に示す。

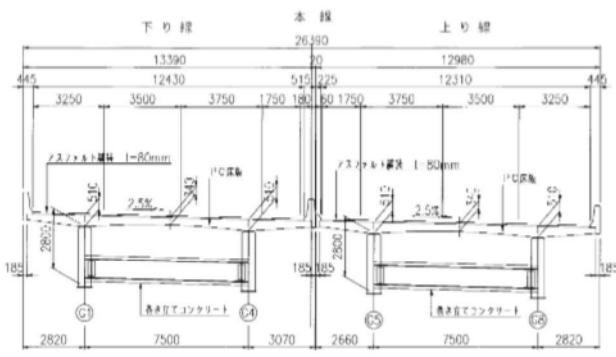


図-3 標準断面図

### 3. 鋼桁およびPC床版の設計

### (1) 逐次合成設計の採用

連続合成桁は、床版コンクリートの打設順序、クリープ、乾燥収縮の進行などによって構造系が変化し、主桁応力に影響をおよぼす。これらを考慮した逐次合成設計を行い、現状に近い状態を再現して主桁設計を行った。解析で考慮した床版の打設順序を図-4に示す。

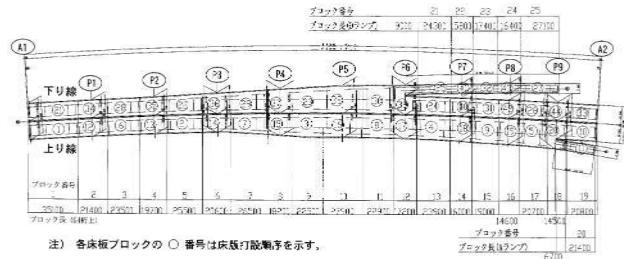


図-4 床版打設順序

## (2) 腹板少補剛設計の採用

正曲げモーメントを受ける支間中央部において、水平補剛材を省略し、さらに垂直補剛材間隔を拡げることにより、小型材片を削減し、桁製作の省力化を図った。また、圧縮側となる上フランジはコンクリート床版による拘束効果が期待できるため、座屈係数および幅厚比パラメータの見直しにより、腹板厚を低減した。腹板少補剛設計の概念図を図-5に示す。

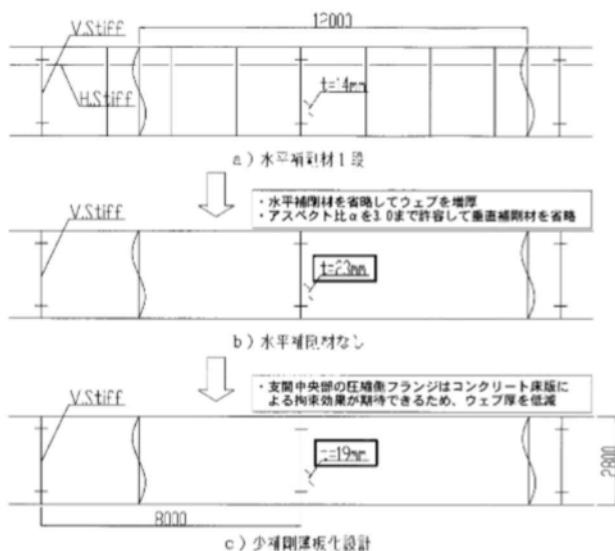


図-5 腹板少補剛設計概念図

### (3) 床版形状の選定

床版支間が7.5m～10.0mに変化し、最大床版支間部について道路橋示方書の床版厚の算出式を適用すると床版厚が非常に厚くなるため、床版形状は床版の下面形状を二次放物線としたパラボラタイプを採用することとした。一方、床版支間が変化することにより、放物線の曲率も変化してしまい、床版型枠の製作が非常に煩雑となることが懸念された。そこで、標準支間7.5mの場合の放物線形状を基本とし、床版支間が広くなる部分については、床版支間中央部に水平区間を設けて調整する疑似

放物線形状とした。床版下面形状の比較を図-6に示す。なお、放物線形状と疑似放物線形状の違いによる床版応力をFEM解析により比較したところ、両者に大差がないことを確認した。FEM解析結果を図-7に示す。

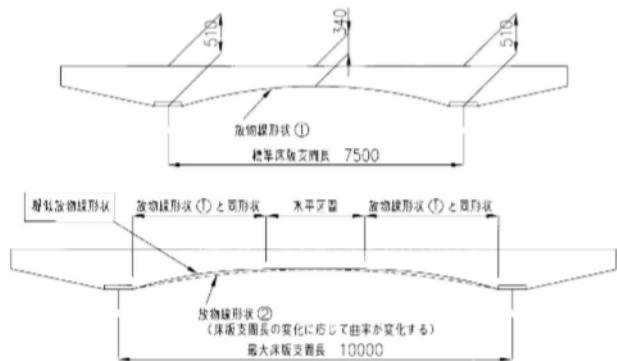
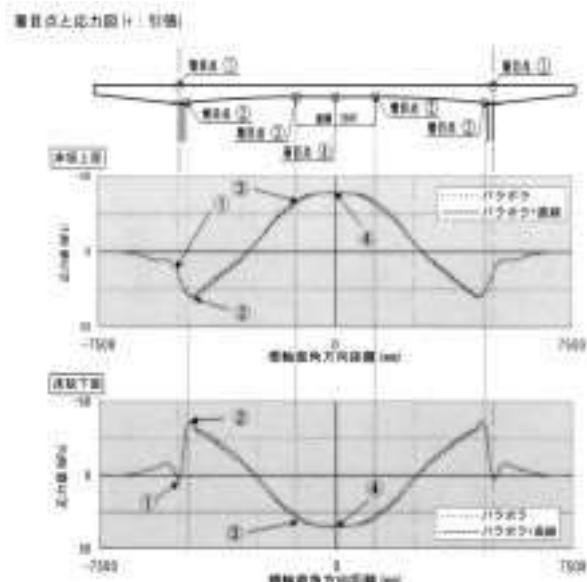


図-6 床版下面形状の比較



着目点	橋軸直角方向応力分布 (%)		
	①パラボラ	②パラボラ+鋼板	差(%)
床版上部	12.34%	12.33%	1.00
	25.91%	25.31%	1.80
	32.42%	-32.11%	1.85
	38.14%	-38.77%	1.99
床版下部	3.79%	3.32%	1.81
	21.20%	-21.31%	1.89
	28.67%	28.48%	1.80
	34.96%	34.34%	1.89

図-7 床版下面形状の違いによる応力比較

#### (4) 横梁部近傍の床版プレストレスロスの検討

PC床版にプレストレスを導入する際、近傍に横梁などの剛性の高いものがある場合、プレストレスの一部が横梁に流れてしまい、床版へのプレストレスの低下が懸

念される。そこで、FEM解析によりプレストレスロスの影響を確認し、適切なPCケーブル配置の検討を行った。

##### 1) 解析方針

- ・床版：橋軸直角方向のプレストレスロスの平面分布を検討対象としているため、厚さ一定（340mm）のシェル要素にてモデル化した。
- ・PC鋼線：トラス要素でモデル化し、床版にプレストレス力を導入させた。
- ・主桁：上フランジの面外曲げによる床版の拘束を反映させるため、上フランジの断面をビーム要素でモデル化した。
- ・横梁：横梁全断面を有効とし、橋軸直角方向のビーム要素でモデル化した。
- ・橋軸方向モデル範囲：横梁部近傍の床版と一般部の床版の橋軸直角方向プレストレス導入率を比較するため、横梁間隔1径間分をモデル化した。

解析モデルの対象とした断面図を図-8に示す。

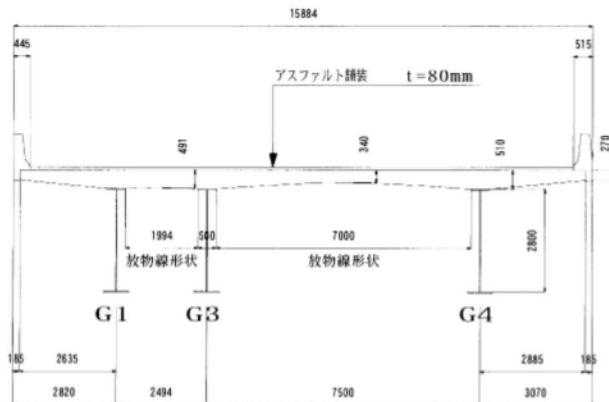


図-8 解析モデルの対象とした断面図

##### 2) FEM解析結果

FEM解析の着目点を図-9に示し、解析結果による床版の橋軸直角方向応力度を図-10に示す。応力の着目点は、①横梁中央部、②横梁端部、③主桁間隔（G1～G4）の1/4点、④主桁間隔（G1～G4）の1/2点、⑤一般部（横梁中央から12m）の5点とし、横梁の影響が小さい⑤一般部の応力を100%としたときの各着目点位置での応力の割合をプレストレス導入率として比較した。

解析結果より、横梁部近傍の床版に導入されるプレストレス量の低下が確認できたため、これを補う量のPCケーブルを適切に配置することとした。

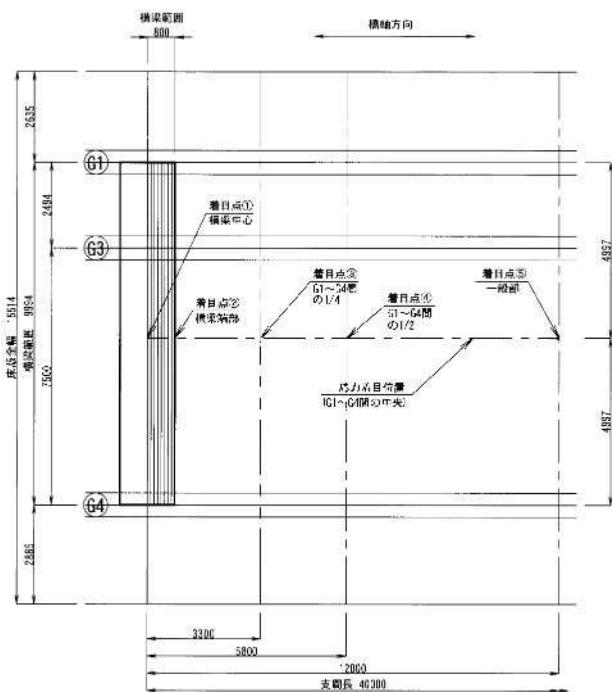


図-9 FEM 解析着目点

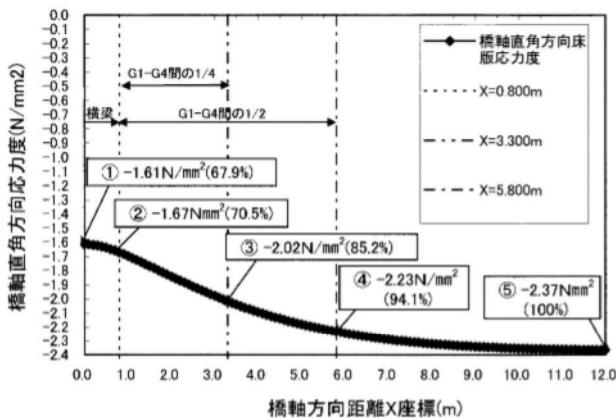


図-10 FEM 解析結果（床版の橋軸直角方向応力度）

#### 4. 鋼桁の現場施工

##### （1）現場溶接

主桁の現場継手は耐久性が高く、美観に優れた現場溶接継手を採用した。図-11に各部材の溶接方法を示す。

なお、下フランジに上向き溶接を採用したのは、下向き溶接ではウェブ位置が溶接始端部となり、欠陥が生じやすく、これに比べ上向き溶接の場合、連続溶接が可能で、溶接始端部はエンドタブ内となるため、欠陥が発生しにくうことによる。

また、現場施工に先駆け、溶接継手の性能および健全性を確認するため、製作工場において、主桁上向き溶接

部の供試体を製作し、現場従事予定の溶接工による溶接施工試験を行った。

溶接作業は風防設備の中で行い、継手部の非破壊検査はAUT（自動超音波探傷試験）を基本とし、AUT試験装置が構造寸法上セットできない範囲はMUT（手動超音波探傷試験）でカバーした。

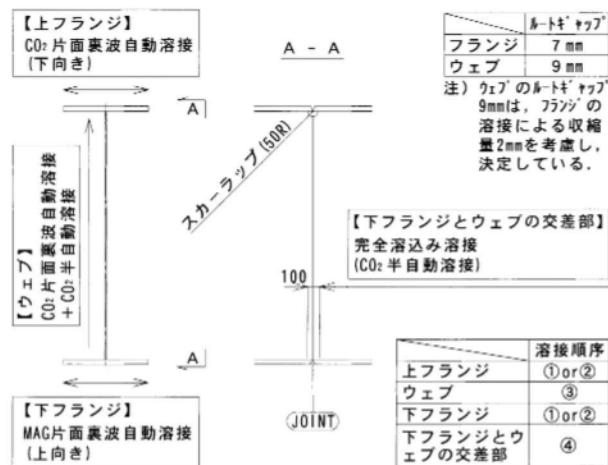


図-11 鋼桁の溶接方法

##### （2）鋼桁の架設

###### 1) 架設工法

本橋は、県道、市道および水路と平面交差および並列してはいるものの、その直下の利用は可能であったことから、トラッククレーンによるベント工法を採用した。

図-12に架設順序の概要を示す。

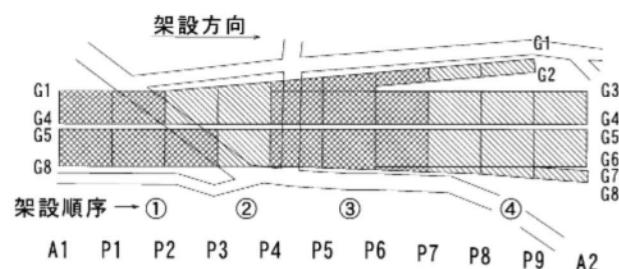


図-12 架設順序概要図

###### 2) 橫梁、平面交差部の架設

本橋と鋭角に平面交差する県道交差部の鋼桁（P1～P4）および横梁は、県道通行車両、歩行者および近隣住民への社会的影響の軽減、高所作業の軽減による安全性の向上および工程短縮等の観点より、400t吊トラッククレーンによる大ブロック（足場防護工含む）架設とした（写真-1）。



写真一 県道交差部鋼桁の大ブロック架設



写真三 鋼桁ブロックの構内運搬

### 3) 市道並列部の架設

P1～P3間の鋼桁は、並列市道の通行止め期間の短縮に配慮し、A1橋台背面の作業ヤードにて、100t吊クローラークレーンによる主桁地組立（2ブロック地組立て→現場継手部溶接・塗装）を行った後、25tポールトレーラーを用いて架設地点まで的小運搬を行い、面材ブロック架設を実施した（写真一2～4）。



写真二 A1橋台背面ヤードでの鋼桁地組立

### 4) セッティングビームによる架設

主桁の現場継手部が公道上に位置する箇所やその近傍にベントを設置できない箇所では、写真一5に示すセッティングビームを利用し、主桁の仮受けおよび目違い調整を行うことにより、道路および河川の固定占用を回避した。



写真四 A1～P3間の鋼桁架設



写真五 セッティングビームによる鋼桁高さ調整

## 5. PC床版の施工

### (1) 支保工設備

PC床版の施工は、横梁を介した主桁本数の増減および主桁間隔の変化に対応できる固定式の型枠支保工設備

(以後、固定型枠という)を採用した。

桁間部固定型枠は、横桁間に設置した仮設縦桁を支保工梁としたミニサポートとペコビームによる設備とし、張出し部固定型枠には、組立精度の向上、組立・解体作業の工程短縮および安全作業の向上に配慮した軽量のπ形支保工を採用した(写真-6)。



写真-6 床版型枠支保工

#### (2) ブロック割り

PC床版のブロック割りは、主桁の曲げモーメント図における正曲げから負曲げへの変化位置を各ブロックの境界位置として設定した。

#### (3) 施工ブロック長

PC床版の施工ブロック長は、コンクリートの打込み作業を午前中に完了し、養生作業を夕方までに完了(特に表面仕上げ時間確保)することができるかを検討した上で設定した。

#### (4) 施工順序

PC床版の施工順序は、施工時は勿論、施工完了時のいずれにおいても全ての床版ブロックに有害な引張力が発生しないよう、以下に示す順序とした。

- ① 本橋は、上下線が近接した橋梁構造であり、PC鋼材の千鳥緊張を確実に実施するため、上下線の同時施工ではなく、上り線先行、下り線後施工を基本とする(下り線PC鋼材緊張時は、上り線が施工完了後のため、千鳥緊張は不可)。
- ② 床版自重一括載荷による主桁の曲げモーメント図の正曲げ範囲(支間部)を先行施工する。正曲げ範囲(各支間部)における施工順序は、奇数径間を先行し、

偶数径間を後施工とする。これは、先行支間部の施工完了後、隣接支間部の施工に着手した場合、先行支間部のコンクリートは若材齢(3日~5日)であり、主桁作用の負曲げモーメントにより生じる引張力に対する抵抗性が低いことから、若材齢コンクリートの初期ひび割れ防止を図るものである。床版コンクリートの基本施工順序を図-13に示す。

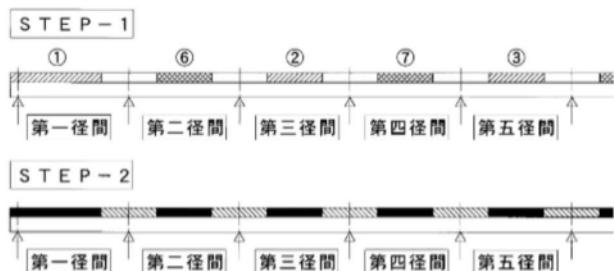
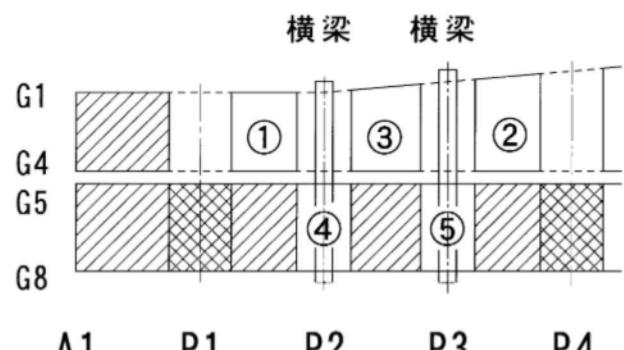


図-13 基本施工順序

③ 全ての支間部ブロックの施工完了後、中間支点部ブロックの施工を行う。ただし、P2, P3横梁部は上下線が一体構造となっているため、上り線のP2, P3中間支点部ブロックは、下り線P1~P4支間部ブロック施工後にコンクリートの打込みを行う。これは下り線P1~P4支間部ブロックのコンクリート打込みにより発生する横梁断面力(ねじりモーメント、曲げモーメント)に起因するひび割れを上り線ブロックに発生させないことによるものである。P2, P3横梁部の施工順序を図-14に示す。



注) 1. ○数字は施工順序を示す。  
2. ハッシュ部は施工完了ブロックを示す。

図-14 上り線P2, P3横梁部の施工順序

なお、施工ステップの検討には専用のプログラムを使用し、各ステップにおける全てのブロックの引張応力度は $1.0\text{N/mm}^2$ 以下に抑えることとした。

## (5) 使用材料

### 1) コンクリート

コンクリートの設計基準強度は材齢28日で $40\text{N/mm}^2$ とし、普通ポルトランドセメントを使用した。また、単位水量を減じることで耐久性の向上と温度応力を低減させ、加えてフレッシュコンクリートの良好なスランプ保持性能を確保する目的から、高性能AE減水剤を添加することとした。さらにコンクリート硬化時の温度ひび割れ、乾燥収縮を鋼筋が拘束することに起因するひび割れの発生を防止するため、膨張材（低添加型）を収縮補償として使用した。また、スランプは過去の実績と試し練り結果より、荷下ろし時で13cm（筒先12cm）とした。

表-1に床版コンクリートの示方配合表を示す。

表-1 床版コンクリートの示方配合

粗骨材 の最大 寸法 (mm) 荷下時 高さ (cm)	水結合材比 W:(C+F) (%)	荷下時 の目標 率 空気量 (%)	細骨材 S/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					
				水 W	セメント C	混和材 F	細骨材 S	粗骨材 G	混和 剤 A
				147	343	20	726	1098	2.723 (C+F×0.75%)
25 = 2.5	13.0 ± 1.5	40.5 ± 1.5	4.5 ± 1.5	40.0	147 (C+F-363)	343	20	726	1098 (C+F×0.75%)

### 2) PC鋼材

PC鋼材は、グラウト作業を省略できるプレグラウトタイプのシングルストランド（1S28.6、1S21.8）を使用した。PC鋼材のプレグラウト樹脂タイプは、原則として、その硬化が環境温度の影響を受けにくくされる湿気硬化型とした。ブロックの端部2本のPC鋼材は、打継目近傍の導入プレストレスの均等化に配慮し、後施工となる隣接ブロックのPC鋼材緊張時期に合わせてプレストレスを導入する計画とした。この2本に湿気硬化型の樹脂を使用した場合、PC鋼材の緊張可能日数を守れなくなる場合がある。したがって、この端部2本のPC鋼材は温度硬化型の樹脂を使用することとした（図-15）。

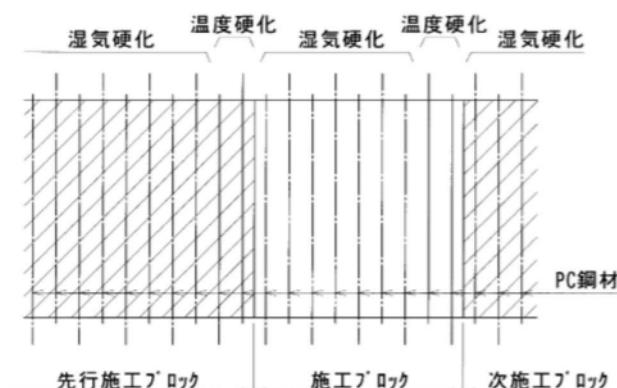


図-15 プレグラウトPC鋼材種類の使い分け

温度硬化型プレグラウトPC鋼材（緊張可能日数に応じて通常、暑中、高温、超高温の計4タイプから選定可）の緊張可能日数は、現場で使用する季節、現場保管期間、コンクリート硬化時の温度履歴および緊張作業までの期間に受ける環境温度の影響により決定されるため、本橋では、これらの種々の条件をPC鋼材製作メーカーに与えて、理論上の緊張可能日数を算出してもらい、各施工ブロックの施工時期に配慮し、使用する樹脂のタイプを選定することとした。

なお、緊張可能日数とは樹脂が硬化するまでの期間ではなく、PC鋼材のプレストレッシングの計算において使用するPC鋼材とシースとの摩擦係数値を確保できる期間を示している。

## (6) 鉄筋・PC鋼材の組立

### 1) 鉄筋の組立

下段鉄筋は、防錆仕様（エポキシ粉体塗装）の段取り鉄筋（D10）とモルタルスペーサーを用いて所定高さに組み立てた。また、上段鉄筋は棚筋を利用してPC鋼材の組立後に所定高さに組み立てた（写真-7）。



写真-7 鉄筋・PC鋼材の組立状況

鉄筋組立完了時においては、表-2に示す管理シートで鉄筋の出来形管理を実施した。

また、横梁上は各種の補強鉄筋が密となる配筋構造であったため、PC鋼材との干渉の有無に十分な検討を加えた上で鉄筋の組立を行った。

表一 2 鉄筋出来形管理シート

項目	チェック内容
1 横軸方向鉄筋 および横直角方向鉄筋	①鉄筋径・本数 占とび外観 ②加工形状  ③鉄筋間隔・かぶり 鉄筋の設置面積(鉛直・水平方向)およびかぶりは設計図と合致しているか 許容範囲内の配置となっているか モルタルスベーザーの設置状況(浮き、詰み等)に問題はないか
	④兼ね縫手長 鉄筋の兼ね縫手長は設計図と合致しているか 必要長以上確保されているか
	⑤縫手位置 鉄筋の縫手位置は設計図と合致しているか
	⑥結束状況 鉄筋は堅固に結束されているか 結束線は防錆仕様のものとなっているか 結束線部の頭は下段鉄筋は上側、上段鉄筋は下側へ押し込んであるか 鉄筋径および本数は設計図と合致しているか 鉄筋表面に浮き詰め等はないか 鉄筋加工形状は設計図と合致しているか
	⑦固定位置 側枠からの固定位置は許容範囲内となっているか 側枠面(PC支圧板)と平行に固定されているか PC鋼材の中心位置に固定されているか 鉄筋は堅固に結束されているか 結束線は防錆仕様のものとなっているか
	⑧結束状況 鉄筋は堅固に結束されているか 結束線は防錆仕様のものとなっているか
2 PC背面補強筋	①鉄筋径・本数 占とび外観 ②加工形状  ③固定位置  ④結束状況
3 壁高欄鉄筋 (PC床版施工時に PC床版に埋め込まれる鉄筋)	①鉄筋径・本数 占とび外観 ②加工形状  ③鉄筋間隔・かぶり 鉄筋の設置面積(鉛直・水平方向)およびかぶりは設計図と合致しているか 許容範囲内の配置となっているか  ④結束状況 鉄筋は堅固に結束されているか 結束線は防錆仕様のものとなっているか

## 2) インサートアンカーの設置

FRP排水管および壁高欄の支保工梁を固定するためのインサートアンカー（本橋ではセラミックインサートアンカーを使用）は、鉄筋の組立に先駆け、型枠上にボルトで固定した。インサートアンカーを先行設置としたのは、本橋のPC床版鉄筋は非常に密な配置となっており、加えて高強度のコンクリートは非常に堅いことから、コンクリート硬化後のインサートアンカーの打込み作業は極力、避けるのが望ましいと判断したことによる。

## 3) PC鋼材・定着具の組立

PC鋼材は、下段鉄筋上に固定した市販の架台で支持したφ16mmの丸鋼上にビニール被覆番線で所定の高さに固定した。PC鋼材の設置高さの確認は、図-16、写真-8に示す装置（既製品を改良したもので確認時間が従来より大幅に短縮）を用いて、全てのPC鋼材に対して行った。PC鋼材設置高さの確認状況を写真-9に示す。

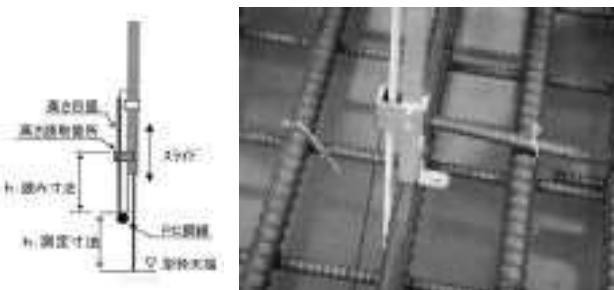


図-16

写真-8 高さ測定装置

また、PC鋼材は表-3に示す品質管理シートを該当床版ブロックに設置し、その品質確保に努めた。

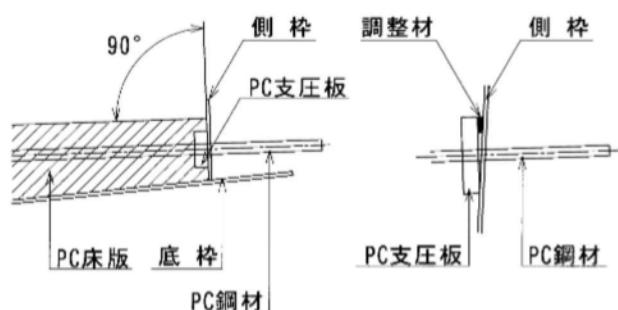
PC定着部のグリッド筋（背面補強鉄筋）を含めたPC定着具は、PC鋼材軸心と直角となるよう側枠の底枠への鉛直方向の取付け角度を確認するとともに、床版拡幅範囲においてはPC支圧板と側枠の間に調整板を挿入し、橋軸方向の設置角度を調整した。



写真-9 PC鋼材設置高さの確認状況

表-3 PC鋼材品質管理シート

第二東名高速道路 西黒田第一高架橋(鋼上部工)工事 プレグラウトPC鋼材品質管理シート					(株)宮地施工所
1. 床版ブロック名	上り線BL3				
2. 現場搬入日	H18.12.4				
3. コンクリート打込み予定日	H18.12.21				
4. PC緊張予定期	H18.12.27				
5. PC鋼材の様手配長および本数					
①種(mm)	②手配長(mm)	③本数	④導脂タイプ	⑤緊張可能限界年月日	⑥受注No.
IS21.8	13,160	36	湿気硬化	H19.2.22	PT611313-01
IS21.8	13,160	4	熱硬化(臺中)	H19.9.5	PT611313-02,-03
注)PC鋼材の内、湿気硬化型のシース色は灰色、熱硬化型のシース色は茶色					



【断面図】

【平面図】

図-17 PC定着具の設置要領

#### 4) コンクリートの打込み、締固めおよび仕上げ

##### a) 型枠内の清掃

コンクリートの打込み作業に先駆けて、型枠内に落ちている結束線、木片類を磁石やマジックハンドで拾い上げるとともに、高圧エアーを用いて集めた砂や塵を掃除機で入念に除去した。特にPC支圧板近傍は鉄筋が密に配置されていることから、入念に確認作業を行った。

また、清掃作業と併せて鉄筋・PC鋼材の固定状態(緩みの有無)を手で確認した。

##### b) 品質管理試験

コンクリートの品質管理は、コンクリートの荷下ろし場所に仮設の試験小屋（写真-10）を設置し、その中でスランプ、空気量および塩化物含有量等の試験を実施した。供試体は $\sigma$ 7、28で6本、緊張確認で6本（内3本は予備）の計12本を採取した。



写真-10 仮設試験小屋

##### c) 打込み・締固め

コンクリートの打込み方向は、固定型枠の鉛直変位に伴う打継目部の沈下ひび割れを防止するため、打継目側を最終施工とする橋軸直角方向の片押しを標準とした。コンクリートの打ち込み要領を図-18に示す。

なお、アジテータの現場到着時間は、品質管理試験に絡む1台目から6台目までは1時間あたり約7台、その後については1時間あたり約9台の間隔とした。

また、コンクリートの締固めは、計4台の $\phi$ 50mm高周波バイブレータを用いて入念に行った。

##### d) 仕上げ

コンクリートの締固めに引き続いで、トンボによる荒仕上げを行った後、コンクリートが沈降して十分落ち着

き、乾燥するまでの間（本橋で使用したコンクリートは高性能AE減水剤による単位水量を抑えた配合のため、ブリージング水はほとんど発生しない）にトロウェルや金ゴテで2次仕上げを行い、床版厚は、上段鉄筋に機械的に固定した市販の検測棒（コンクリート荒仕上時に撤去）により管理した。

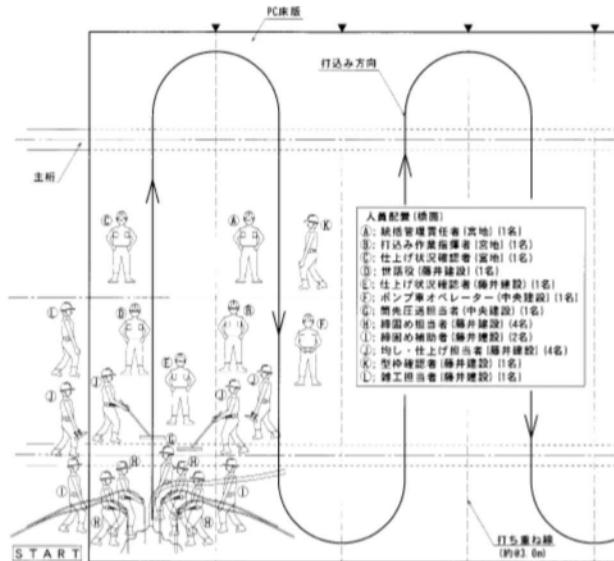


図-18 コンクリートの打ち込み要領



写真-11 トロウェルによる表面仕上げ

壁高欄打継面の処理（レイタンス処理）のために散布した凝結遲延剤が、PC床版上面部に流れてこないよう、コンクリート表面に桟木を設置した。施工期間中の止水板としては、横断勾配の低い側の壁高欄打継面にメッキ板を設置した（写真-12）。

コンクリートの材齢初期における保湿保水効果を高め、セメントの水和反応を最適環境下で進行させるとともに、仕上げ作業効率を高める目的で、仕上げ補助剤を

兼ねた被膜養生剤をジョウロを使用し、荒均し時と2次仕上げ時に散布した。



写真-12 止水板の設置状況

#### e) 養生

コンクリートの打込みから硬化までの間、床版表面と床版内部の温度差を極力小さくするとともに、緩やかにコンクリート温度を降下させることが温度応力への対処として非常に重要なことから、本橋では（養生マット+エーキャップシート+ブルーシート）養生を冬期に実施し（写真-13）、この時期以外は、（養生マット+ブルーシート）養生を実施した。養生期間は最低7日間とし、必要に応じて9日間とした。

なお、コンクリート打込み当日の夜から朝にかけての外気温が0℃を下回ることが予想される場合は、練炭による寒中養生も併せて実施した。



写真-13 コンクリート養生

#### f) 打継目の処理

コンクリートの打込み作業の翌日に、妻型枠および側型枠の撤去を行うとともに、ワイヤーブラシによる打継目処理を行った。

なお、初回ブロックのみコンクリート材齢1日の圧縮強度試験を行い、側枠および妻枠の解体に問題ないことを確認した。

#### g) コンクリート打込み全般の管理

コンクリートの打込み全般作業は、表-4に示す管理項目についてチェックを実施した。

表-4 コンクリート打込み管理項目

##### 【打込み前日】

	点検項目
清掃確認	<ul style="list-style-type: none"> <li>・型枠内にゴミ、水がないか</li> <li>・型枠に隙間はないか</li> <li>・清掃機材は整っているか</li> </ul>
型枠確認	<ul style="list-style-type: none"> <li>・天端は間違っていないか</li> <li>・型枠は固定しているか</li> <li>・リタメトがはがれていないか</li> </ul>
ポンプ準備	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ポンプ車の駆え付け位置は決まっているか</li> <li>・配管は設置されているか</li> <li>・配管の養生はされているか</li> <li>・配管の固めは良いか</li> </ul>
資機材準備	<ul style="list-style-type: none"> <li>・モルタルバケットの位置は決まっているか</li> <li>・打込み資材の準備はできているか</li> <li>・機材・電気は配置されているか</li> </ul>
生コンの確認	<ul style="list-style-type: none"> <li>・生コンピッチ、開始時間、生コン数量は計画されているか</li> </ul>

##### 【打込み当日】

	点検項目
ポンプ車配置	<ul style="list-style-type: none"> <li>・アウトリガは完全に張り出しているか</li> <li>・ポンプ車の下はシート養生しているか</li> </ul>
資機材・電気設備の再確認	<ul style="list-style-type: none"> <li>・機材はそろっているか</li> <li>・始業前点検をしているか</li> </ul>
清掃状況の再確認	<ul style="list-style-type: none"> <li>・ごみ、水など型枠内はないか</li> </ul>
人員配置の再確認	<ul style="list-style-type: none"> <li>・人員は計画通りに配当されているか</li> </ul>
先通しモルタル	<ul style="list-style-type: none"> <li>・配管は漏れないか</li> <li>・モルタルがコンクリートに変わっていないか</li> <li>・モルタル、コンクリートをこぼしていないか</li> <li>・配管ジョイントにシートが養生されているか</li> </ul>
打込み開始	<ul style="list-style-type: none"> <li>・開始位置は良いか</li> <li>・人員は確保されているか</li> </ul>
締固め状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>・締め固めが確実になされているか</li> <li>・締め固めが確実になされているか</li> <li>・打ち巻き時間は適当か</li> <li>・打ち込み順序は適当か</li> <li>・止水板の巻き目は良いか</li> </ul>
粗ならし状況	<ul style="list-style-type: none"> <li>・コンクリート天端は合っているか</li> <li>・プロキューの量は適当か(<math>150\text{ml}/\text{m}^2</math>)</li> <li>・コンクリート天端は乾いていないか</li> </ul>
エンジン式プロペラ仕上げ機械	<ul style="list-style-type: none"> <li>・時期は適当か</li> <li>(アルミスリッパで乗って沈まない程度)</li> <li>・万遍なく敷き均されているか</li> </ul>
最終金ゴテ仕上げ	<ul style="list-style-type: none"> <li>・時期は適当か</li> <li>(表面水が浮かんできた時期)</li> <li>・万遍なく敷き均されているか</li> <li>・プロキューの量は適当か(<math>80\text{ml}/\text{m}^2</math>)</li> <li>・初期ひび割れの発生はないか</li> </ul>
養生	<ul style="list-style-type: none"> <li>・時期は適当か</li> <li>(手で押しても手形がつかない程度)</li> <li>・万遍なく敷き均されているか(隙間はないか)</li> <li>・万遍なく散水されているか</li> <li>・風による飛散防止対策は実施しているか</li> </ul>

また、コンクリート材料の計量確認は、生コン印字データを基に、各材料の計量設定値および実計量値について確認した（表-5）。

なお、膨張材は手投入による練り混ぜ作業であったため、その計量確認は、膨張材の空袋による確認とした。

表-5 生コン印字データ照査シート

項目	単位量 (kg)					
	水 W	セメント C	膨張材 F	粗骨材 S1	細骨材 S2	混和剤 G
①示方配合による計量値	147.0	343	20	726	—	1088 P40.75%
②容積保証(1.6%)後の計量値	149.4	348	20	738	—	1116 2.723
③容積保証後1パッチ(2.25m <sup>3</sup> )当たりの計量値	336.0	784	46	1660	—	2510 6.224
砂の表面水率 (%)	砂利の表面水率 (%)	骨材の表面水補正後の1パッチ当たり計量値(設定値)				
W	C	F	S1	S2	G	744.7-30005
施工済	施工済	施工済	施工済	施工済	施工済	施工済

注)1. 秒割計量器の最小目盛りが5kgのため、印字データの設定値も5kg単位で丸めた数値となっている。

2. 膨張材は手投入のため、印字データに計量値はない。

## 5) PC鋼材の緊張

### a) シースの除去

緊張作業に先駆けて、定着部のポリエチレンシースを除去し、PC鋼材に付着している樹脂をアセトンとウエスを用いて取り除いた。

### b) PC緊張

6日材齢のコンクリート供試体（現場養生）の圧縮強度が32.5N/mm<sup>2</sup>以上であることを確認した上で、PC鋼材に緊張力を導入した。PC鋼材1本当たりの導入緊張力は、設計値（初期緊張力）にジャッキの内部摩擦による損失（2%）を考慮した値とした。

PC鋼材の緊張順序は、打継目に橋軸直角方向の引張力を発生させないように、先行施工ブロック側の端部2本残し部から後施工ブロックの自由端に向かい、1本飛ばしの交互緊張としたが、後施工となった下り線は、先行施工した上り線と近接しているため、1本飛ばしの片

側のみからの緊張とした。

また、ブロック両端部が打継目となる中間支点上ブロックは、緊張順序を工夫することで、打継目に引張力が発生しないように配慮した（図-19）。

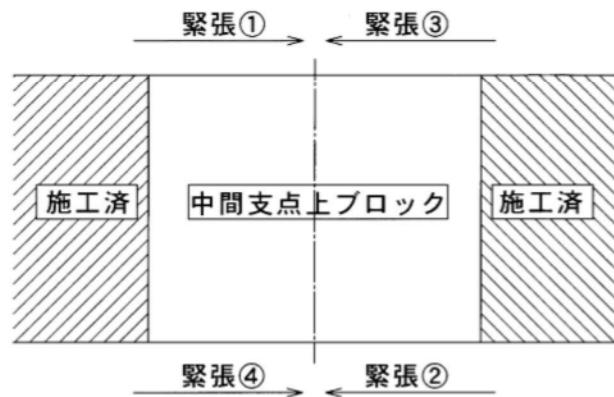


図-19 中間支点上ブロックのPC鋼材緊張要領

PC鋼材の緊張管理シートを表-6に示す。

表-6 PC鋼材緊張管理シート

品質チェックシート

項目	チェック項目	処置または注意事項	チェック欄
① PC鋼材突出量	ソケットからのPC鋼材の突出長	緊張作業開始前に、ソケット先端から突出したPC鋼材の長さが必要長さ以上となつているか確認する	
② ウェッジの装着	ウェッジの装着状況および段差	緊張作業開始前に、ウェッジが正常に装着されていることを確認する。また、ウェッジに規定値を超える段差が生じていないか確認する（緊張完了後ににおける段差は3mm以内とする）	
③ 使用機械の仕様	緊張ジャッキおよびポンプの仕様	緊張作業開始前に、使用する緊張ジャッキおよびポンプの仕様が、緊張計画時の仕様に適合しているか確認する	
④ 緊張ジャッキの保守	ジャッキ内ウェッジの保守	ジャッキ内ウェッジは、緊張回数約50回ごとに分解して洗浄し、ウェッジの歯形部の摩耗の有無を点検するとともに、ウェッジのアーバー面とジャッキ内部ツバ面にモリートを塗布する。	
⑤ グリップキャップの取付	ソケットの付着物の沾染	グリップキャップ取付前は、ソケットの付着物を拭き取る。	
	エボキシパテの充填量の確認	充填に際して、あらかじめ下記の数量のキャップを用意して場所に充填する。 1521.8 ... 8箇所/1袋(500g) 1526.8 ... 5箇所/1袋(500g)	
	グリップキャップの挿入	空気穴が上側になるように挿入する。	
	空気穴からのエボキシパテの流出の確認	グリップキャップ挿入後、空気穴からエボキシパテが過量流出していることを目視により確認する。	
	グリップキャップの押し込み深さの確認	支圧板とグリップキャップの間隔が下記の寸法であることを検測により確認する。 1521.8, 1526.8 ... 44mm 以下	
	グリップキャップ取外し後の充填確認	エボキシパテの硬化後(2~3日程度)、グリップキャップを取り外したあと直接受け面により確認する。確認数量は各床版ブロックに対して15%とする。確認後はキャップにO. 充填者は◎の印をする。	
⑥ シーリング	ソケットと支圧板間、ソケットとグリップキャップ間のシーリングの確認	グリップキャップ取外後、ソケットと支圧板の間、ソケットとグリップキャップの間にシーリングを行う。	

### c) 切断部の養生

緊張作業完了後、グラインダーカッター（樹脂が可燃性のため、ガス切断は避ける）を用いてPC鋼材余長部の切断を行った。定着具の保護および樹脂の漏れ出し防止のため、定着具前面部を含めたPC鋼材切断部にエボキシパテを充填したグリップキャップを鉄製リングと木槌等で打ち込み固定した（写真-14）。エボキシパテを確実に充填させるため、材料1袋あたりの使用量を計算

するとともに、写真-15に示す計量台を用いて、充填量を管理した。さらに、PC鋼材切断部におけるエポキシパテの充填確認のため、抜き取りでグリップキャップを外し、その充填状況を確認した。

なお、エポキシ樹脂の充填に先駆けて、グリップキャップ先端部にキリで穴をあけることで、エポキシ樹脂充填部に空気が残らないようにした。



写真-14 PC鋼材切断部の養生



写真-15 エポキシパテの計量状況

## 6. あとがき

本橋は、平成16年11月の設計着手から平成19年10月のしゅん功に至る大規模工事であり、鋼桁は中間支点上の横梁を介して主桁本数が変化するとともに、2本のラ

ンプ桁が接続する複雑な平面骨組を有し、また、床版は長支間の場所打ちPC床版を採用した連続合成桁であった。

鋼桁の設計では、PC床版のブロック段階施工に配慮した逐次合成設計の検討を行い、PC床版の設計では、特に横梁近傍における導入プレストレスの損失量の把握を目的としたFEM解析を実施した。

現場施工においては、基本施工計画に現場施工詳細条件を考慮した変更施工計画を作成し、実施工に臨んだ。特に、長支間の場所打ちPC床版は、過去に施工した第二東名高速道路 藦科川橋や中ノ郷第一高架橋の経験を十分に活用するとともに、本橋の構造特性に配慮した施工を実施したこともあり、平成19年11月現在、PC床版の何れの箇所においても、有害と考えられるひび割れは皆無であり、良好な外観を呈していることから、本橋の設計手法および現場施工方法は適正であったと確信している。

最後に、西黒田第一高架橋の設計・施工を進めるにあたり、ご指導をいただいたNEXCO中日本横浜技術事務所、同浜松工事事務所の関係各位に誌面を借りて、厚く御礼を申し上げるとともに、本報告が今後の同種橋梁の建設の一助になれば幸いである。

## <参考文献>

- 1) 本間淳史, 長谷俊彦, 楠原和成, 中村和己, 上原正, 河西龍彦:長支間場所打ちPC床版の設計と施工ー第二東名高速道路藁科川橋ー, 橋梁と基礎, pp.2~10, 2002.10.
- 2) 河西龍彦, 本間淳史, 上原 正, 松井繁之:鋼2主桁橋長支間場所打ちPC床版の合理的施工法に関する研究, 鋼構造年次論文報告集, 2002.11.
- 3) 猪熊康夫, 本間淳史, 丸山 勝, 河西龍彦:長支間場所打ちPC床版の設計と施工計画(第二東名高速道路藁科川橋), 第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集, 土木学会, pp.1~6, 2000.10.

2008.1.11 受付

# F R P 合成床版を用いた合理化トラス橋の設計・施工

## Design and Construction of Rationalized Truss Bridge Using FRP Composite Deck Slabs

熱 海 晋<sup>\*1</sup> 久 保 圭 吾<sup>\*2</sup> 寺 田 喜 昭<sup>\*3</sup>  
Shin ATSUMI Keigo KUBO Yoshiaki TERADA

### Summary

We applied the concept of rationalized design, which is generally used for box girders and steel-plate girders, to a truss bridge. FRP composite deck slabs were used to eliminate the floor system. Also, square steel pipes were used as diagonal members to reduce fabrication cost. FRP composite slabs were used to increase resistance to salt damage. In addition, ribbed forms, which are used for FRP composite deck slabs, were used for forms for lining concrete for end crossbeams.

キーワード：F R P 合成床版、合理化トラス、F R P、鋼管、端横桁型枠

### 1. まえがき

近年の橋梁をとりまく環境は高速道路公団の民営化、鋼橋発注量の減少等をはじめとして大きく変化している。また、昨今、わが国は急速に少子高齢化が進み、労働人口の減少とともに税収の減少に伴う財源不足が予想されるため、建設コストの縮減が求められている。このようななか、過去に建設された鋼橋のストックは老朽化が進み、これら全てを架け替えのみで対応することは難しく、維持管理・補修・補強といったメンテナンスコストの増大が問題となっている。このため、新設橋の建設においては、初期建設費の低減のみでなく、長寿命化による維持管理費の削減も考慮した、ライフサイクルコストを縮減することが求められている。

一方、平成14年3月に改定された道路橋示方書では、性能規定型の設計法へ移行し、新しい技術や構造が採用されやすい環境となってきた。

このため、トラス形式の橋梁においても、ライフサイクルコストの縮減や設計・施工の合理化が図られた合理化トラス橋が提案<sup>1)</sup>されており、以下のような特徴がある。

- a. 合成床版やP C床版の採用により、床版支間の拡大が可能となり、従来床版を支持していた縦桁やブランケットなどの床組構造を省略または簡素化できる。
- b. 下横構と対頃構には型鋼を利用し、工場製作の合理化を図ることができる。

c. 主構の溶接線省略や床組の省略・簡素化により大型・小型の材片数、溶接延長、塗装面積が減少し、製作コストを低減できる。

d. 支間の短い小規模なトラス橋では、垂直材を省略することも可能である。

戸賀4号橋は、合成床版を用いた合理化トラス橋として設計され、塩害環境の厳しい架橋地点であったため、床版にはF R P 合成床版を用い、鋼桁は亜鉛アルミ溶射が採用された。本稿は戸賀4号橋における合理化トラスの設計・施工について報告するものである。

### 2. 戸賀4号橋梁の概要

戸賀4号橋は、図-1に示す秋田県男鹿市戸賀地内に

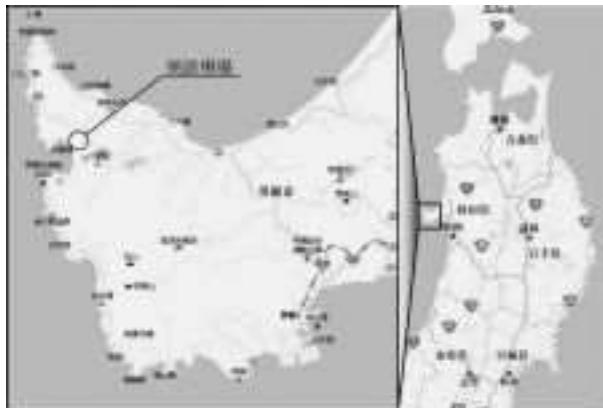
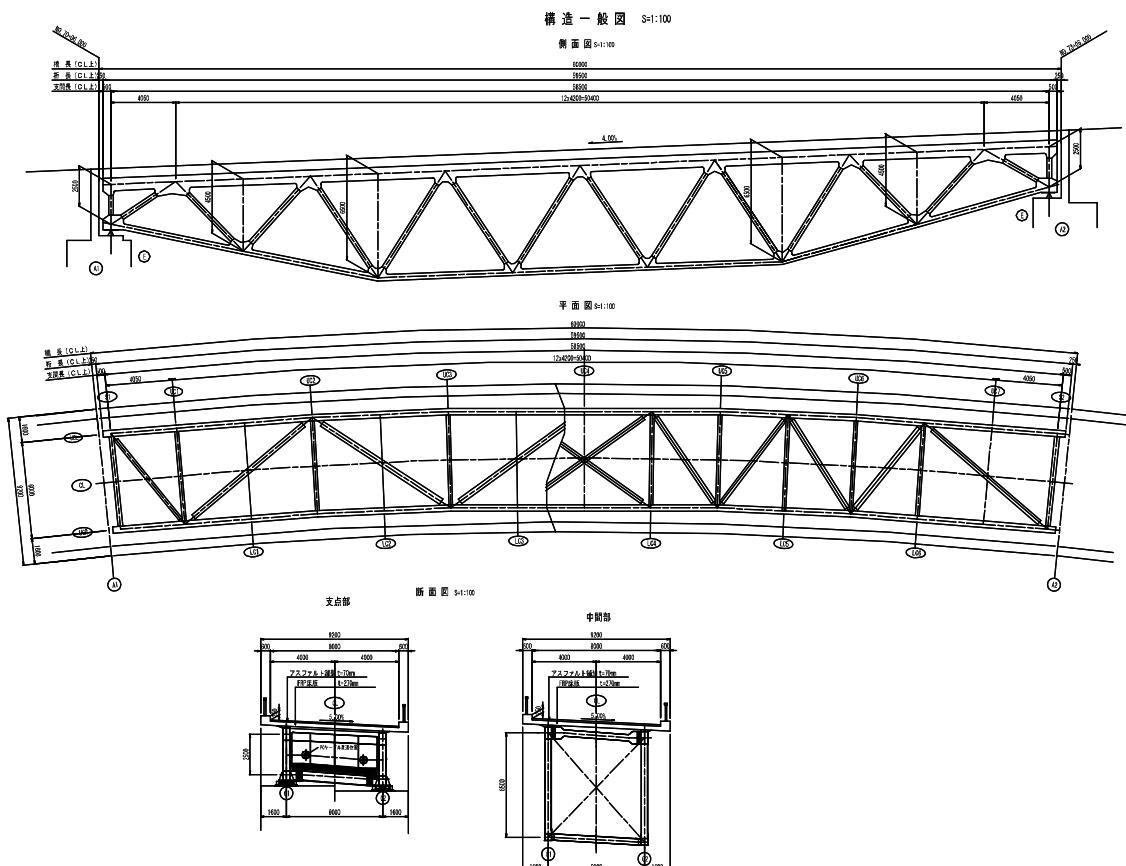


図-1 位置図

\*1(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ

\*2(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

\*3(株)宮地鐵工所 工事本部工事部長（現場代理人）



## 図-2 一般

表-1 橋梁諸元

工事名	地方道交付金工事 HF20-N 2
工事箇所	秋田県男鹿市戸賀地内
路線名	男鹿半島線
道路規格	3種4級
設計速度	50km/h
形式	鋼上路単純トラス橋
橋長	60.0m
桁長	59.5m
支間長	58.5m
幅員	車道8m、総幅員9.2m
斜角	A1 = A2 = 90° 00' 00"
活荷重	B活荷重
雪荷重	1kN/m <sup>2</sup>
縦断勾配	4.00%
横断勾配	5.00%
平面線形	R=290m
床版形式	FRP合成床版
舗装	アスファルト舗装 t=70mm



## 写真-1 竣工写真

整備される主要地報道男鹿半島線に位置しており、海岸から近く冬季の季節風による塩害を受けるうえ、積雪地域であるため、融雪剤の影響も受ける非常に厳しい環境条件下におかれた橋梁である。

本橋は、鋼上路式単純トラス桁〔合成床版〕であり、一般図を図-2に、竣工写真を写真-1に、橋梁諸元を表-1に示す。

### 3. 主構の設計

#### (1) 平面線形への対応

一般に曲率半径が大きい場合は、トラス主構を直線とし、床版張り出し長さを変化させることで平面曲線に対応できる。しかし、本橋の曲率半径は  $R = 290\text{ m}$  と小さく、主構を直線とした場合床版の張り出し長が大きくなりすぎ、構造上不可能となることから主構弦材を格点で折る構造とした。

ところが、本橋の上下弦材の格点は、橋軸方向に一致しておらず、上下の格点を結ぶと、斜材がねじれた形状となり構造上の問題が生じる。そこで、下弦材の折れ位置を上弦材の格点位置に合わせ、格点間で折る構造とした。なお、二次応力の発生を抑制するため下弦材の折れ位置に支材を追加し、横構の配置を変更した（図-3）。

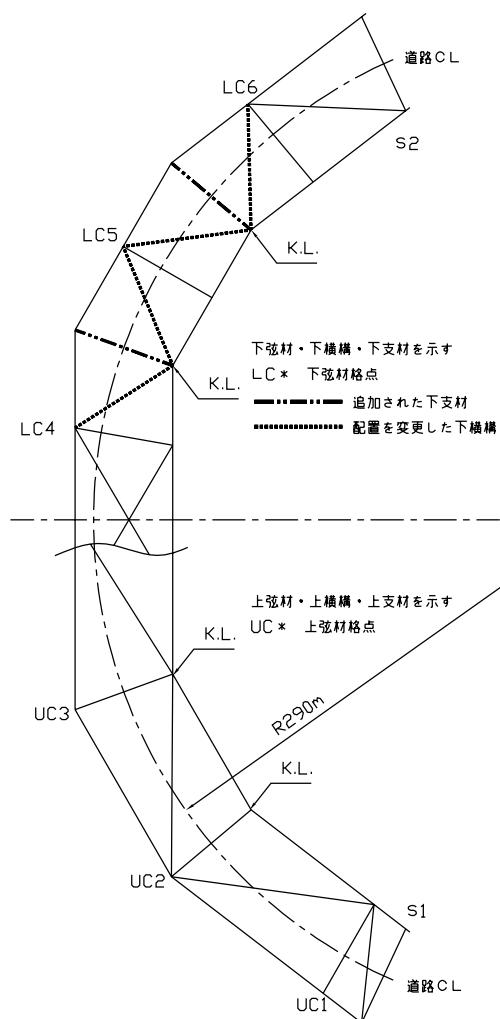


図-3 下弦材の折れ位置の概念図

#### (2) 床版を直接支持する上弦材の設計

本橋は合成床版を用いた合理化トラス構造のため、床組を省略している。このため、上弦材はトラス構造として作用する圧縮力に抵抗すると同時に、床版から直接伝達される鉛直力が、トラス格点を支点とする連続梁として作用する曲げに抵抗する必要がある。従来、これらの断面力の算出には、トラス格点に集中荷重を載荷した後に簡便式により求めた曲げモーメントを足し合わせる方法が用いられている。しかし、今回の解析では、実構造に近い載荷状態を再現するため上弦材に分布荷重を直接載荷することで、圧縮力と曲げモーメントを直接求めた。

#### (3) ガセット形状

本橋は、塩害環境の厳しい箇所に施工されることから外面の防錆仕様は亜鉛アルミ溶射+封孔処理としている。亜鉛アルミ溶射は、吹き付けガンを用いて加熱溶融された微細な溶融金属粒子を鋼材表面に吹き付ける方法

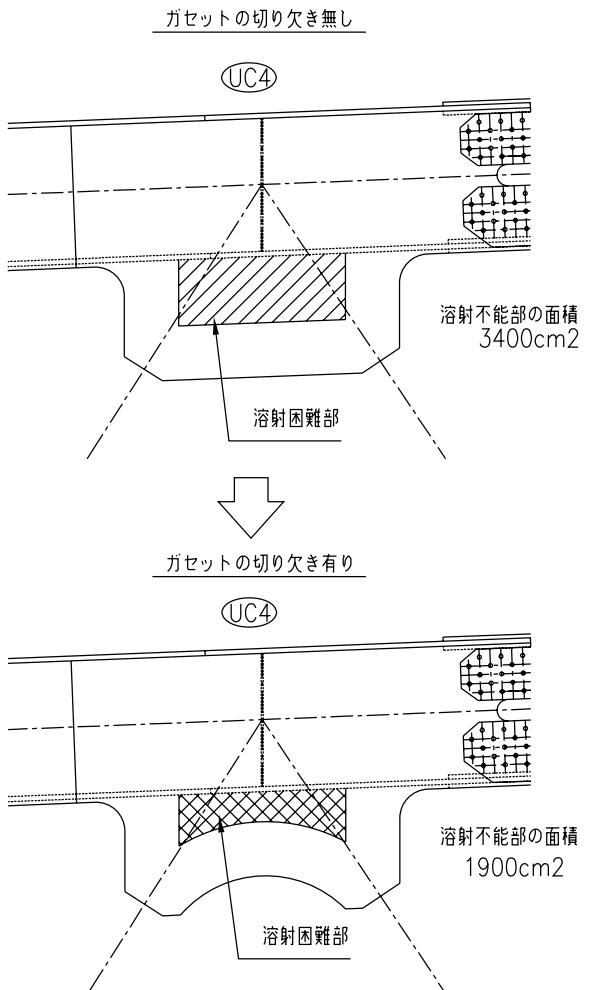


図-4 ガセット切り欠き形状

で施工される。このため、吹き付けガンの角度が施工面と45度以上確保できない場合は、溶斜の施工が困難であり、重防食塗装が施される。しかし、重防食塗装は、溶射と比べ耐久性に劣り維持管理上問題となることから、溶射困難部を可能な限り少なくするほうが望ましい。

そこで、溶射困難部にあたるトラス格点部のガセット形状を鉄道橋で良く用いられる曲線で切り欠いた形状とした(図-4)。これにより溶射不可能な範囲を当初面積の60%程度まで減少させることができとなり、耐食性の向上を図った。

#### 4. 主構の架設

架設支保工の位置は下弦材の桁高変化位置とし、A1・A2側に1基ずつ設置した。端部の部材は地組で端部2ブロックを一括箱組架設、中央の部材は単材架設とした。クレーンの吊荷能力は端部の一括箱組みのブロック荷重で決定され、定格荷重から550t吊のオールテレーケーレンを選定し、A1側橋台側とA2側橋台側で交

互に架設した(図-5)。

直線橋の場合、死荷重によるキャンバーは標高(z座標)を用いて鉛直方向の桁の変形を管理するが、今回のような曲線橋の場合、死荷重が載荷されると桁は橋台間を結ぶ軸を中心に回転しながら完成時の位置に移動することから、桁のねじれを製作時のキャンバーに考慮する必要がある。このため、キャンバーは、x、y、zの3次元座標を用いて管理を行った。

#### 5. FRP合成床版の設計

##### (1) 床版概要

戸賀4号橋の合成床版は海岸に近いこと、融雪剤の使用があることなどを勘案し耐食性に優れるFRP合成床版<sup>2)</sup>を採用した。本床版の概念図を図-6に示す。

##### (2) 支保工としての照査

これまでのFRP合成床版の床版支間は、北谷橋の5.2mが最大である<sup>3)</sup>が、本橋梁の床版支間は5.6m

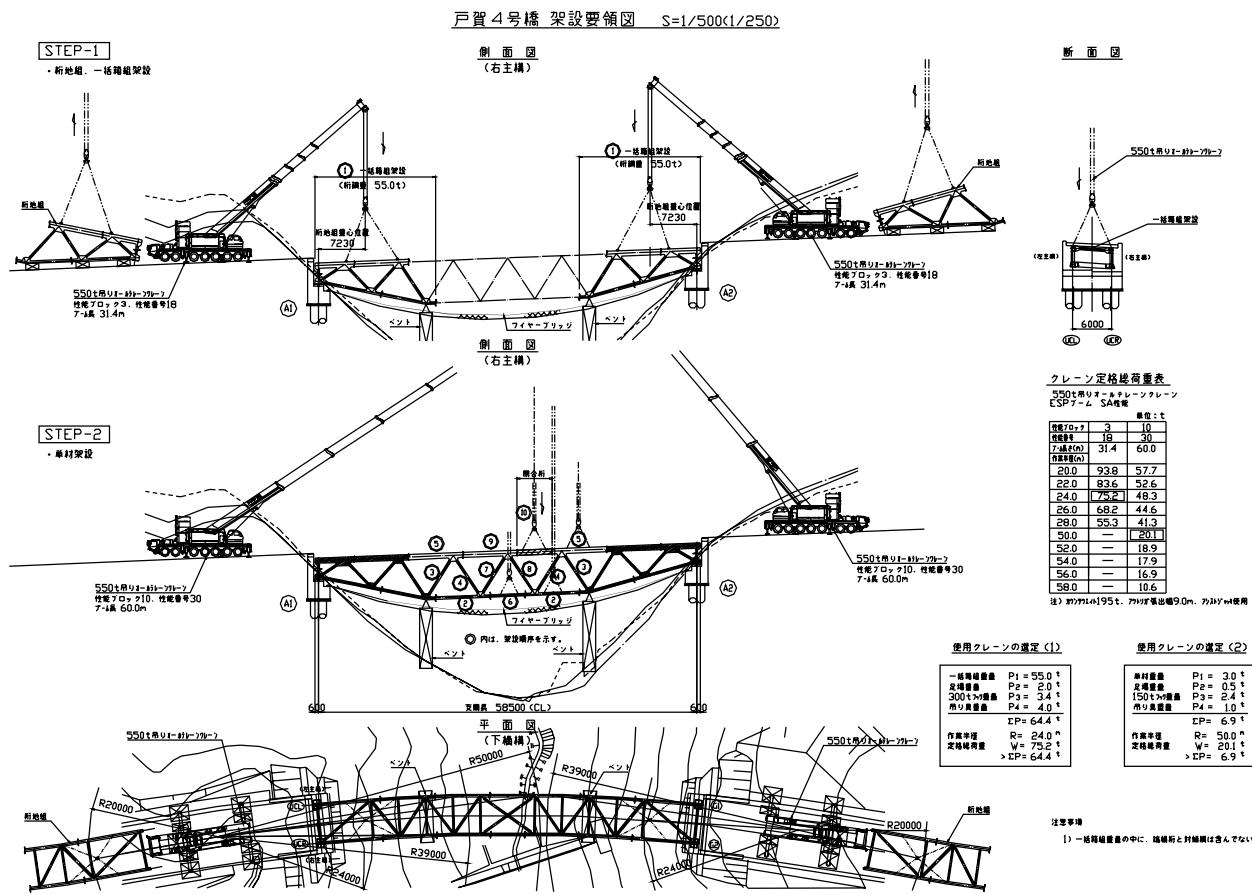


図-5 架設要領図

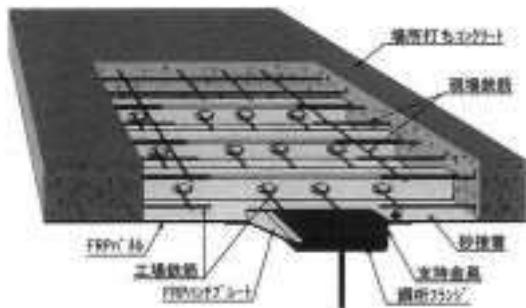


図-6 FRP合成床版の概念図

であり、僅かながらFRP合成床版の実績として最長床版支間を更新している。

FRP合成床版はFRPパネルが床版コンクリート打設時の支保工を兼用することから、コンクリート打設時の死荷重によるパネルのたわみ量を許容値( $L/500$ )に抑える必要がある。そこで、図-7に示すモデルを用い、たわみ量の照査を行った。なお、本橋は平面線形が曲線で、主構が折れ線であるため、床版支間および張り出し量が変化している。そのため、照査においては各照査部位のたわみが最も不利になる位置の床版支間・張り出し長とした。また、解析は主桁上で支持される連続梁として行い、FRPパネルはリブ高200mmのものを適用した。このときの結果を表-2に示す。これより、いずれの箇所も許容値を満足しており、支保工としての性能を満足していることが確認できた。

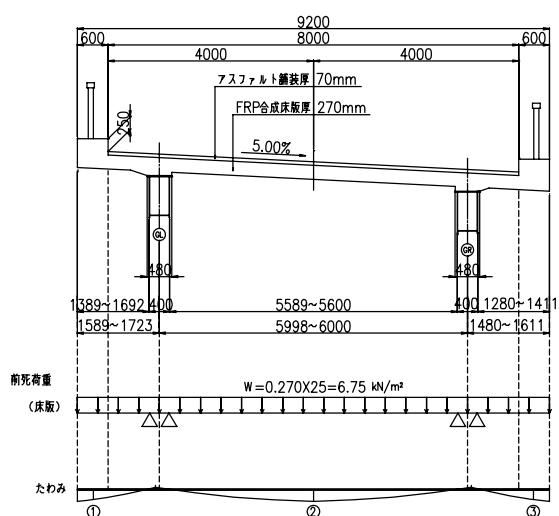


図-7 解析モデル

表-2 たわみの解析結果

単位:mm

支間	許容値 $L/500$	①	②	③
$L = 5.6\text{m}$	11.2	3.3	9.3	2.6

### (3) 床版厚及び断面構成

FRP合成床版は床版支間から求められる最低床版厚以上とし、応力度、たわみ、鉄筋のかぶり厚等を考慮して決定する。

本橋梁では床版支間が最大5.6mのため、最低床版厚は250mmとなる。しかし、FRPパネルのリブ高が200mmのため、鉄筋のかぶりを考慮し床版厚を270mmとした。図-8に床版の断面構成を示す。

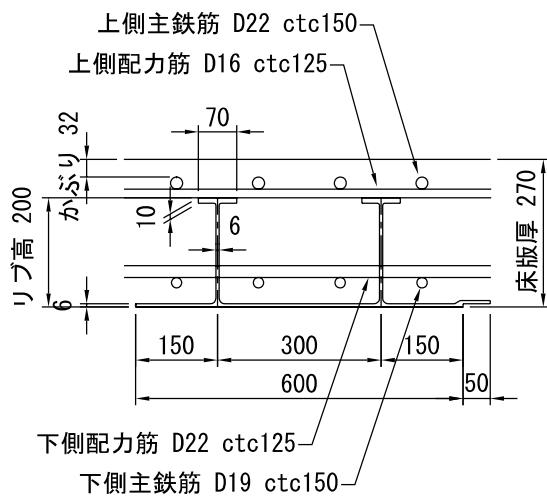


図-8 FRP型材の基本形状と断面構成

### (4) 上弦材の継手形状

本橋のFRP合成床版では、構造の簡略化を図るため、支間側のハンチを省略した構造を採用している。このため、床版パネルと上弦材との取り合い構造は、図-9のように上フランジにはFRPパネルの固定金具が設置される。したがって、上弦材上フランジの添接板は、この

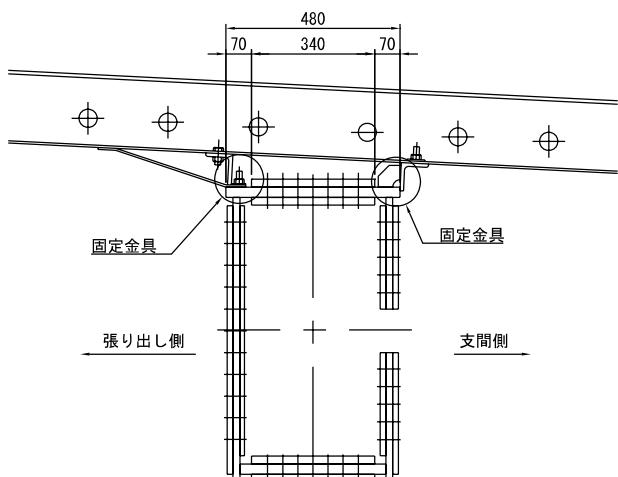


図-9 FRPパネルと上弦材の取り合い構造

平面図 S=1:200

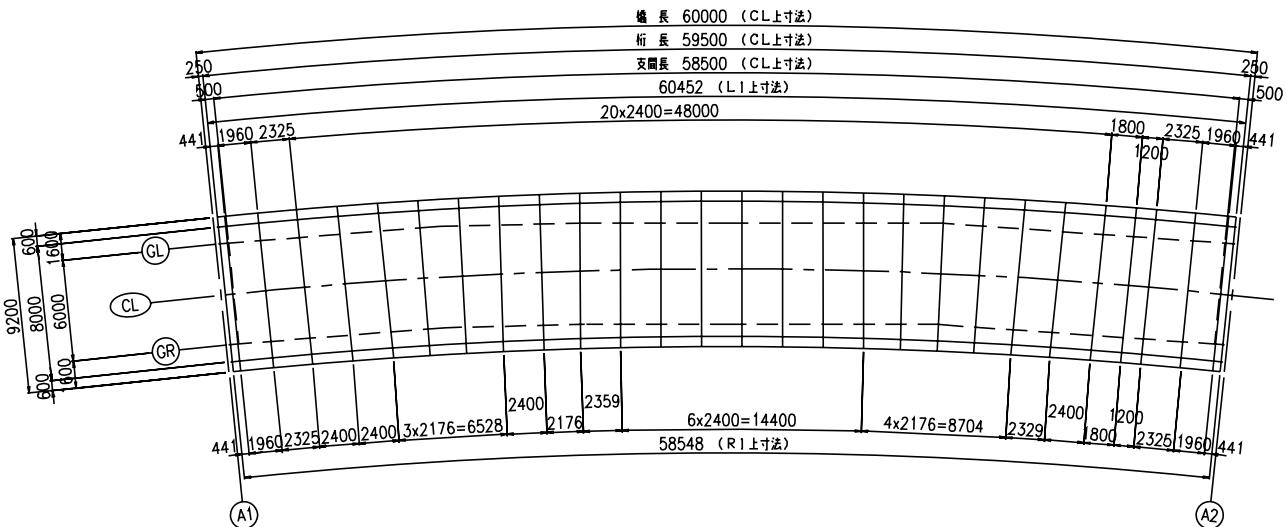


図-10 パネル配置図

金具との干渉を避けるため、上フランジ幅の両側を70mm控えた形状とした。

### (5) パネル配置

F R Pパネルは、幅600mmのリブ付き引抜き成形材を4枚組み合わせた幅2.4mを基本形状としているが、本橋は平面線形に曲線を有するため、パネル形状を扇形にすることで対応を行った。しかし、全パネルを扇形とすると、パネルの加工が煩雑となるため、全26枚中10パネルのみを扇形とし、残りは長方形のパネルとした。このときの、パネル配置を図-10に示す。

## 6. FRP合成床版の施工

### (1) FRPパネルの敷設

F R Pパネルの底板はパネル同士ラップする構造となっており、敷設順序がパネル製作に影響するため、パネルの製作前に架設順序を決める必要がある。そこで、今回はA 2橋台付近に工事用搬入路が確保されていることから、A 2橋台側から200 t吊オールテレンクレーンにより、A 1橋台側に向かって敷設することにした。ただし、A 2側のクレーンだけでは全てのパネルの敷設はできないため、A 1側に50 t吊ラフタークレーンを設置してA 1側のパネルを敷設した。このときの敷設要領図を、図-11に示す。

F R Pパネルの敷設は全26枚であり、桁端部の端横桁上のパネルは、巻き立てコンクリート打設後に設置し

た。F R Pパネルの敷設に要した日数は24枚で3日間、一日の最大敷設枚数は10枚であった。なお、パネルは主桁上フランジのスタッドボルトと、F R Pパネルにあけられた孔の位置を合わせることにより所定の位置に設置する。したがって、パネルの位置が大きくずれることは無いが、1パネルあたり24個スタッドボルト位置を同時にあわせる必要があったため、調整に時間がかかる結果となった。

### (2) 床版コンクリート打設

一般的に単純版の合成床版では、床版支間に対する張り出し長さの割合を4割程度にすると、支間部と張り出し部のコンクリート打設時のたわみが同程度になり、バランスが良いとされている。しかし、本橋ではこの割合が3割弱と少なく、支間部のたわみが大きくなる傾向にある。また、主桁上のコンクリート打設によりF R Pパネルの回転変形が拘束されるため、橋軸直角方向の打設順序によりF R Pパネルのたわみが設計値と異なることが考えられる<sup>4)</sup>。

このため、床版のコンクリート打設にあたってはF R Pのたわみをなるべく押えるために、打設順序の検討を行った。

検討にあたっては、張り出し部を先に打設した場合と支間部を先に打設した場合を考慮し、型枠のたわみ量を解析した。この結果、張り出し部を先に打設したほうが型枠の変形が少ないことがわかった。したがって、コンクリート打設はこの順序により施工した。打設後、たわ

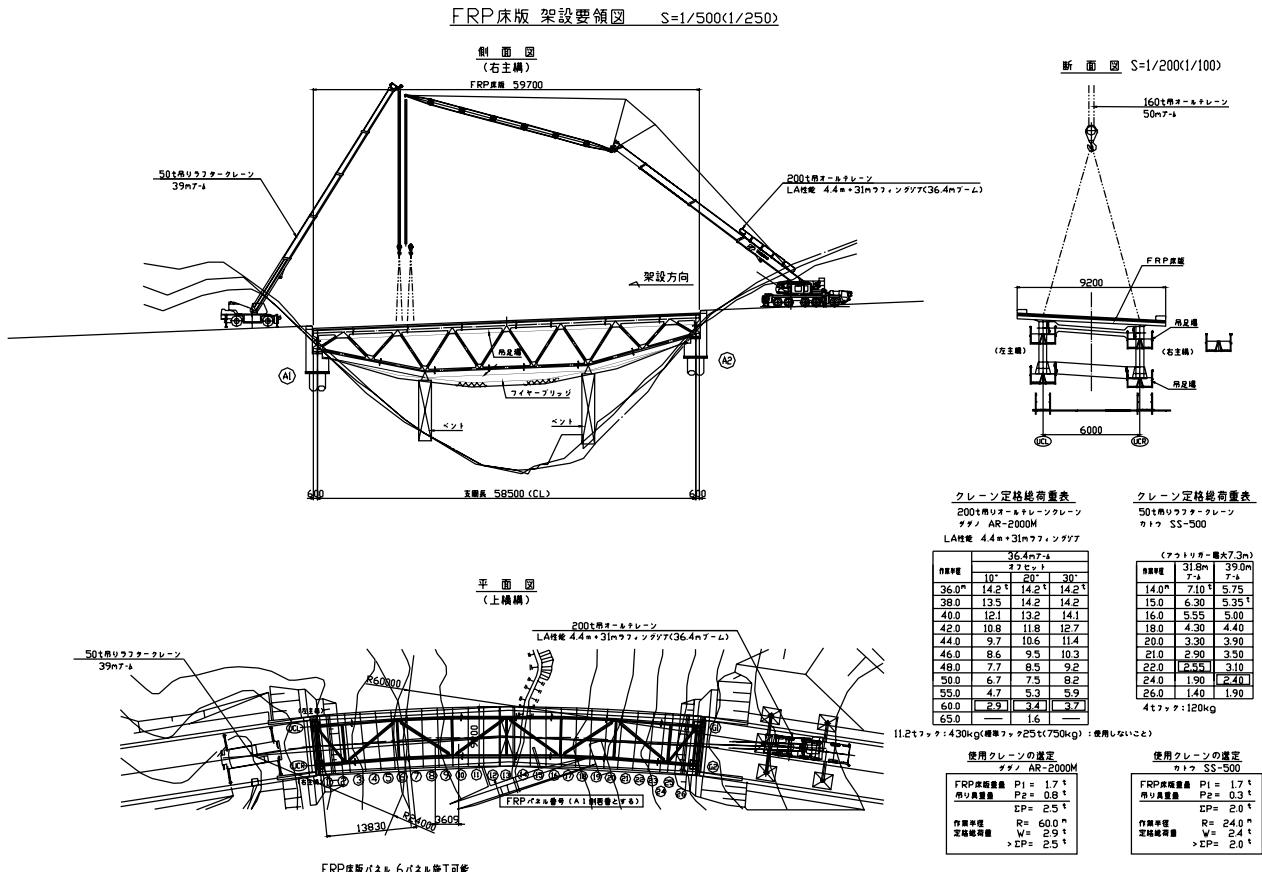


図-11 敷設要領図

みを計測した結果、床版型枠の変形はほぼ解析値どおりであることが確認できた。

架設現場は男鹿半島国定公園内に位置するため、コンクリート打設時におけるセメントミルクの桁下への落下を、可能な限り防ぐことが求められる。このため、桁の上フランジとF R P型枠の間には止水スポンジを設置しているものの、さらに止水を確実なものとするため、別途床版型枠と上フランジの境界部分へ外側からシリコン系のシール材を施した。

## 7. 端横桁型枠

### (1) 端横桁型枠形式

本橋梁の端横桁は鋼製の充腹式端横桁にコンクリートを巻き立て、落橋防止ケーブルを取り付ける構造である。この巻立てコンクリートと橋台パラベットの間隔は250mmと狭く、桁架設後の橋台側型枠の組立、取り外しが不可能となる。このため、端横桁のコンクリート型枠は地組時に取り付け、埋め殺し型枠を採用した。

ただし、埋め殺し型枠は鋼板を用いるのが一般的であるが、鋼板を用いた場合、施工中の塗装損傷や経時劣化による塗り替えが困難となる。さらに、桁端部は、伸縮装置からの漏水など最も損傷を受けやすい部位であることから、耐食性の高い材料が求められた。

そこで、F R P合成床版に用いた耐食性の高い、F R Pリブ付パネルを端横桁の橋台側型枠として使用することとした。

### (2) 型枠の構造

F R Pパネルを端横桁巻き立てコンクリートの型枠として使用するにあたり、要求される条件は以下の2つである。

- ・防錆及び、遊間の確保の観点から型枠固定金具を全て型枠の内側に設置し、端横桁と固定すること。
- ・巻立てコンクリートの鉄筋配置の妨げにならないこと。

前者の条件に対しては、端横桁ウェブに高ナットを溶接し、F R P型枠側には鋼製アングルをブラインドリベ

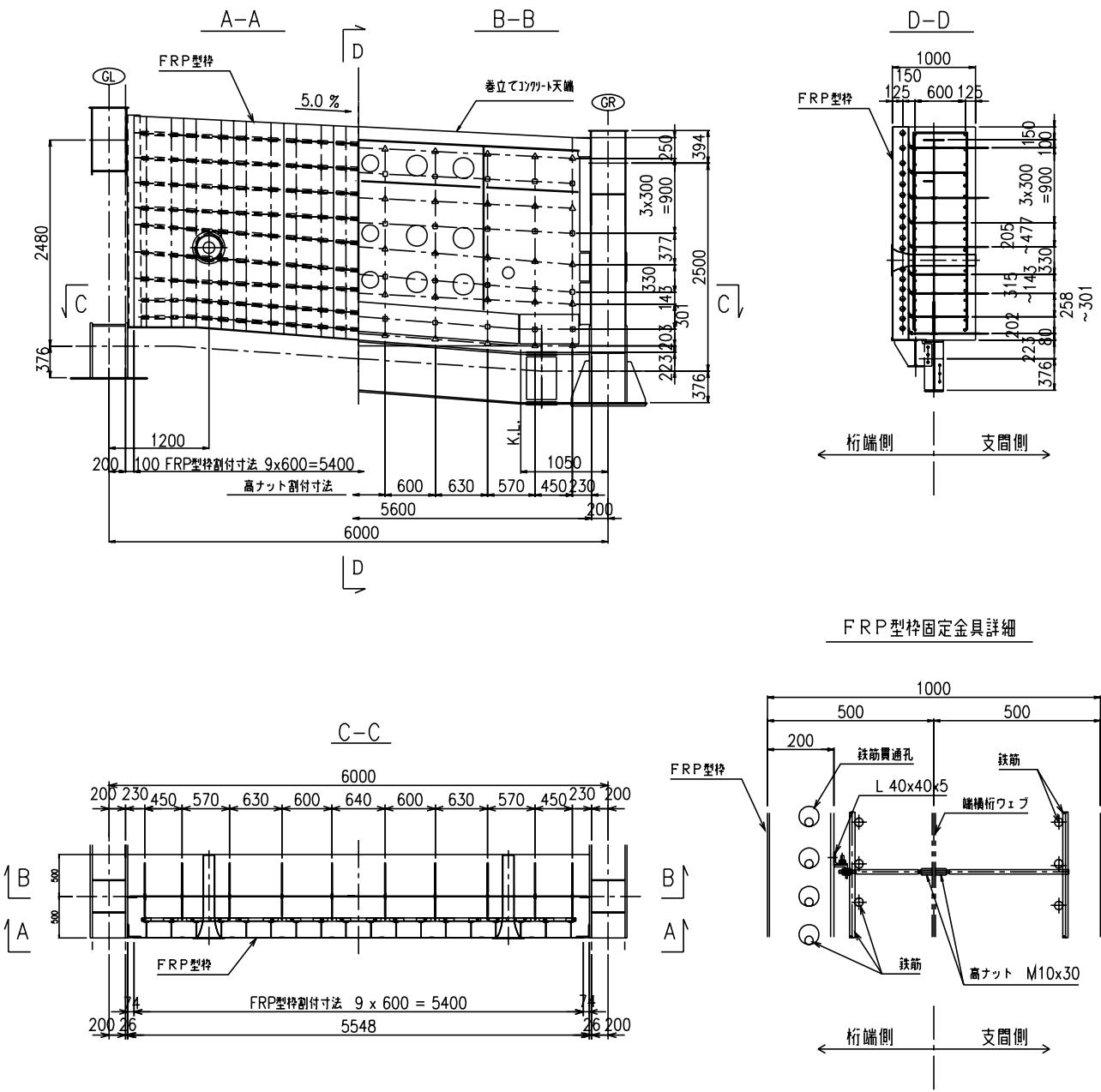


図-12 端横桁FRP型枠

ットで固定し両者を丸鋼で固定する方法とすることで対応した。また、後者に対しては、床版と同様にF R P型枠のリブに鉄筋貫通孔を設け、ここに端横桁の鉄筋を貫通させることで対応した(図-12)。なお、端横桁ではF R P型枠を強度部材に見込みず、型枠として設計を行った。

### (3) 端横桁FRP型枠の施工

F R P型枠は、高さ2500mmであり端横桁との隙間も狭いため、一体化したパネルを設置することは困難である。

る。このため、幅600mmのパネルを端から順に内側の金具で固定する方法とした。なお、FRP型枠を貫通する鉄筋は、作業スペースの関係で2分割とし、両側から挿入した。

また、橋台側の伸縮装置下部の無収縮モルタルの型枠も、橋台と端横桁の間隔が狭く、設置作業が困難であったため、FRP製埋め殺し型枠を用いることにした。ただし、型枠の高さが低いため、FRP型枠には、6mmのFRP板材を使用し、橋台へ打ち込み式アンカーで固定した(図-13)。

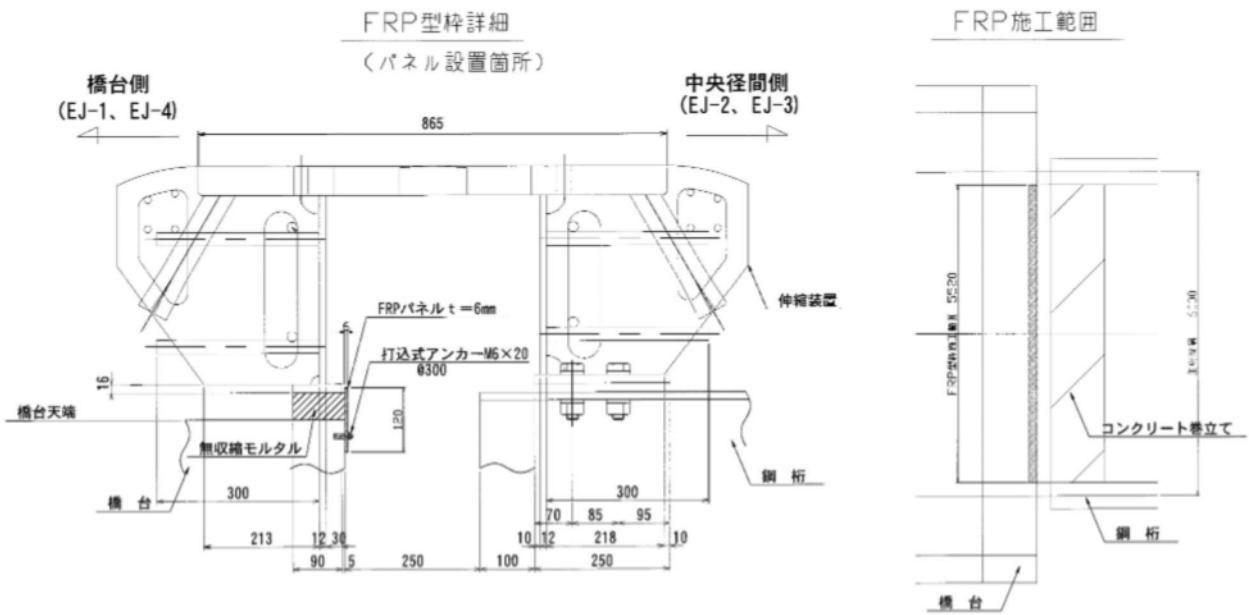


図-13 無収縮モルタル型枠

## 8. 終わりに（課題）

合理化構造のトラス橋にF R P合成床版を用いるという過去に例の無い特殊な工事であったが、様々な検討や、関係各位の努力の結果、大きな技術的問題も無く竣工を迎えることができた。しかし、改善すべき点は多々あり、そのうちの主なものを以下にあげる。今後の同様な工事で参考になれば幸いである。

F R P型枠の敷設ではF R Pパネルの孔に桁のスタッドボルトをあわせるための調整に時間を費やした。このため、F R P型枠にあける孔を大きくし、数を減らすことで敷設の工程を短縮することが可能であると考えられる。

下側配力筋の配筋の際、F R Pリブに設けられた鉄筋貫通孔は $\phi 50$ 、これに対して下側配力筋がD 22であった。このため、鉄筋ラップ部分では余裕が少なく、ラップ筋を引き出す作業が困難であったため、鉄筋貫通孔の拡大が必要であると考えられる。

端横桁のF R P型枠に関しては課題が多い。まず、上下の弦材が干渉するためパネルの横から鉄筋を差し込めない箇所があり、この鉄筋は機械継手を用いることとなった。またF R P型枠はリブ直角方向の剛性が小さいため、全てのパネルに固定金具が必要となり、位置決め時の取り合いの箇所数が多く、配置が困難であった。加えて、型枠内側の狭隘なスペースでナット締めを行う必要

が合ったため、構造の改善が必要である。

## <謝辞>

本工事の設計、施工を進めるにあたり発注者である秋田県秋田地域振興局の方々、並びに宮地・東北機械J Vの関係各位に御指導、ご協力をいただいた。誌面を借りてこれらの関係各位に厚く御礼を申し上げ、本稿を閉じることとする。

## <参考文献>

- 1) 新しい鋼橋（改訂版），日本橋梁建設協会，pp10，平成16年2月
- 2) 久保，古谷，能登：F R P合成床版の紹介，宮地技報No20，pp32～28，平成17年3月
- 3) 久保，小松原，山口，若山，興地，石崎：長支間F R P合成床版の設計と施工，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，土木学会，pp277～282，2003
- 4) 望月，花田，石崎，久保，松井：F R P合成床版の実橋への適用例と疲労耐久性評価，第一回F R P橋梁に関するシンポジウム，土木学会，pp65～72，2001.1.

2008.2.5 受付

# FRP 合成床版橋の施工－潮新町線橋梁（その2）－

## Construction of FRP Ccomposite Slab Bridge – Ushioshimachi Route Bridge Part 2 –

目 時 通 裕<sup>\*1</sup> 平 野 嘉 一<sup>\*2</sup> 久 保 圭 吾<sup>\*3</sup>  
Yukihiro METOKI Yoshikazu HIRANO Keigo KUBO

### Summary

Ushioshimachi Route Bridge is located at the intersection of Katsurahama Harimaya Route and Kochi Port Route (prefectural highways), and crosses a wastewater pond adjacent to Kochi Port. The bridge stands above the seawater but part of the main girders is submerged in water at high tide. Due to these adverse conditions, an FRP composite slab bridge was adopted because of the material's resistance to water and corrosion as well as excellent workability. This paper reports the construction method of the FRP composite slab bridge, and also the method for complicated plane shapes.

キーワード：耐水性、耐食性、F R P、合成床版橋

### 1. はじめに

潮新町線橋梁は、図-1に示す高知広域都市計画道路潮新町線の新田排水機場から県道交差点の区間の公有水面内を通過する部分に位置しており、この公有水面は、排水機場の排出口であるため、埋め立てられずに取り残された入り江となっている。また、架設地点は海拔が低く、塩害に対する耐食性、施工性、経済性を考慮の上で、F R P合成床版橋が採用されたものである。図-2に本橋の構造概念図を示す。

本橋は、国内で初めてF R P合成床版橋が採用された潮新町線橋梁<sup>1),2)</sup>（2003年3月竣工）に隣接した工事であり、施工箇所が交差点付近であったため、平面形状が複雑となっている。ここでは、前回の工事からの改善点及び、複雑な平面形状への対応方法について報告する。

### 2. 工事概要

本橋の架設地点は海面上であり、床版にF R P合成床版が採用されている。また、床版部以外のR C構造部（主桁、横桁、壁高欄）についても、コンクリートおよび鉄筋を塩害から保護する目的からF R P製パネルで覆う構造としている。さらに、主桁部分は架設時に海水につかるため、防錆を考慮し、エポキシ樹脂塗装鉄筋を使

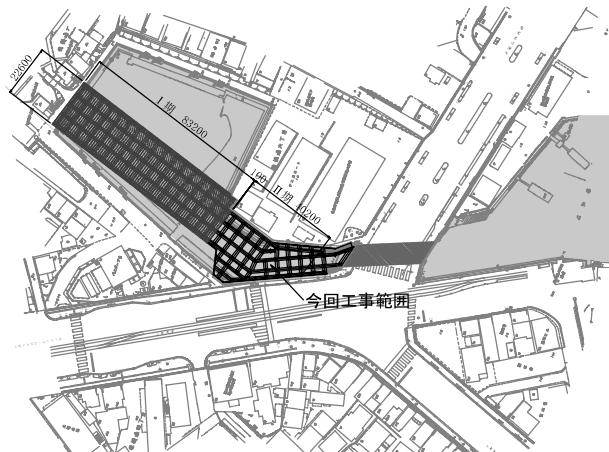


図-1 橋梁位置図

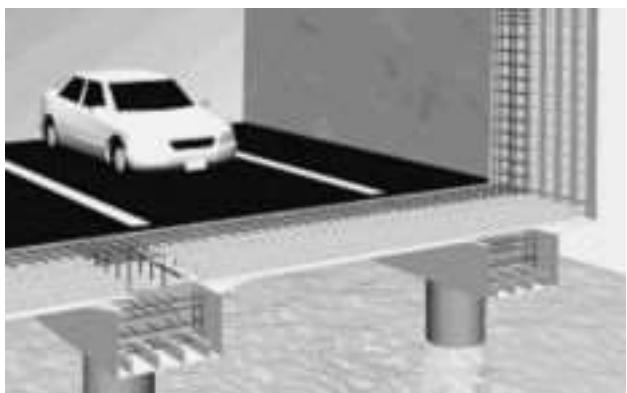


図-2 構造概念図

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事部課長（現場代理人）

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

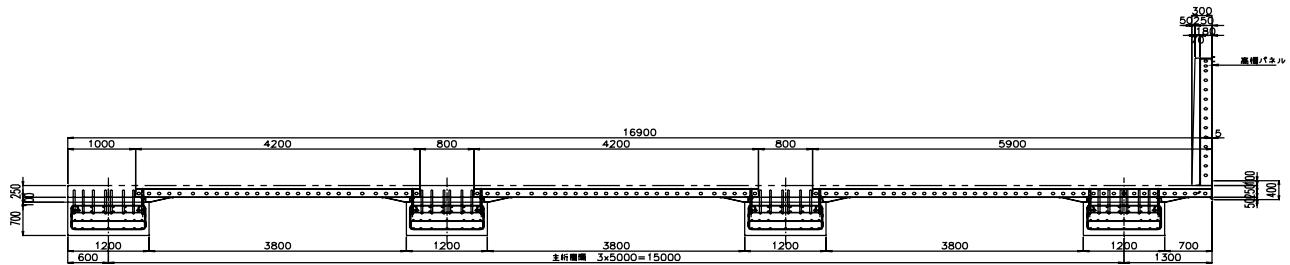


図-3 標準断面図

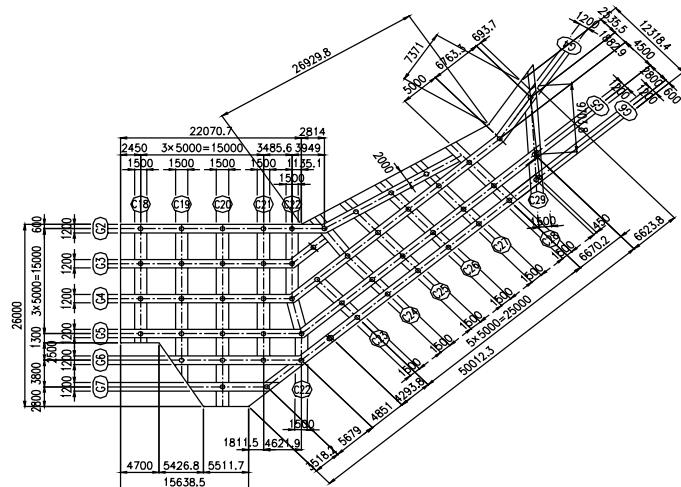


図-4 平面図

用している。

本橋の下部構造は、鋼管杭（ $\phi 600\text{mm}$ ）で直接主桁を支持するパイルベント構造を採用している。

標準断面図を図-3に、平面図を図-4に示す。

### 3. 主桁部の施工

#### (1) 主桁パネルの施工

主桁パネルは、パネル架設後に配筋を行うと、配筋作業が、海上部の足場での作業となり、作業性、工程の点で問題となる。このため、現地ヤードでF R Pパネルに鉄筋の配筋および側板の取り付けを行った。また、組み立てた主桁パネルは、仮桟橋より順次架設を行い、杭付近の配筋と側板の設置は、パネル架設後に行った。なお、主桁パネルには、内部にH形鋼を埋め込んでおり、杭上に設置した受け梁に、このH形鋼を連結する梁を載せる構造とすることで主桁設置用の支保工を省略している（写真-1）。

#### (2) 主桁パネルの構造

主桁パネルにはリブ付きF R P材を用いているが、こ

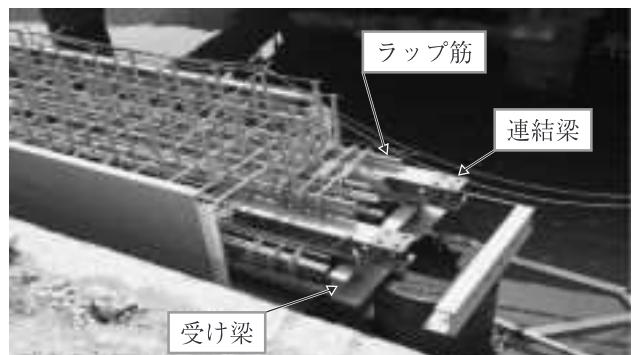


写真-1 主桁パネルの構造（一般部）



写真-2 主桁パネルの架設状況

のFRP材のリブが橋軸方向に配置されるため、主桁パネルの橋軸方向の剛性は高いものの、橋軸直角方向の剛性が低くなる。このため、コンクリート打設時におけるパネルの橋軸直角方向の変形を抑えるため、鋼製L形鋼を補強材としてパネル下面に取り付ける構造とした。なお、このL形鋼はパネルの輸送時および、架設時に吊り金具としても使用し、コンクリート硬化後に撤去した（写真-2）。

### （3）杭付近の配筋

杭付近の主桁軸方向鉄筋は、杭上で連続させる必要がある。しかし、主桁パネルを架設する際、鉄筋をパネルから張り出すと杭上の支持梁やフープ筋に干渉する。このため、杭上部のラップ筋を、必ず隣り合うどちらかのパネルにあらかじめ挿入しておき、主桁パネル架設後、この鉄筋を引き出すことで連続させた（写真-1）。



写真-3 杭周り主桁配筋状況（折れ部）

なお、本橋は、平面形状が複雑であり、杭付近で主桁が折れ曲がっている箇所が多数存在したことから、以下の問題が生じた。

- ①曲げ加工を行ったラップ筋を主桁パネル内に仮設置できない
- ②連結梁の接続が困難

この問題に対応するため、パネルの両側に真っ直ぐなラップ筋を挿入し、架設後両側からラップ筋を引き出しコンクリート内で鉄筋のラップ長を確保した。また、連結梁は杭上で分離する構造とし、桁の折れ角を確認するため、上フランジのみ連結した（写真-3、図-5）。

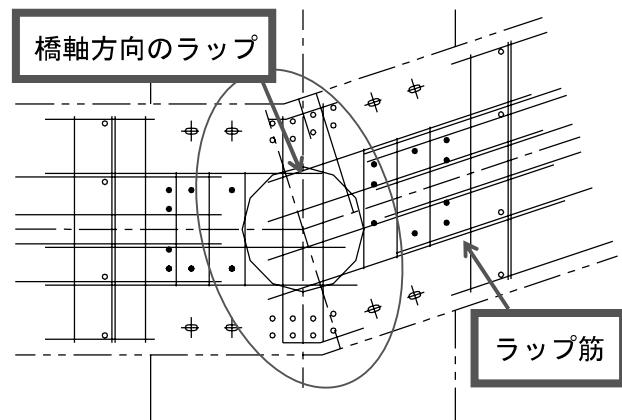


図-5 杭付近の配筋（折れ部）

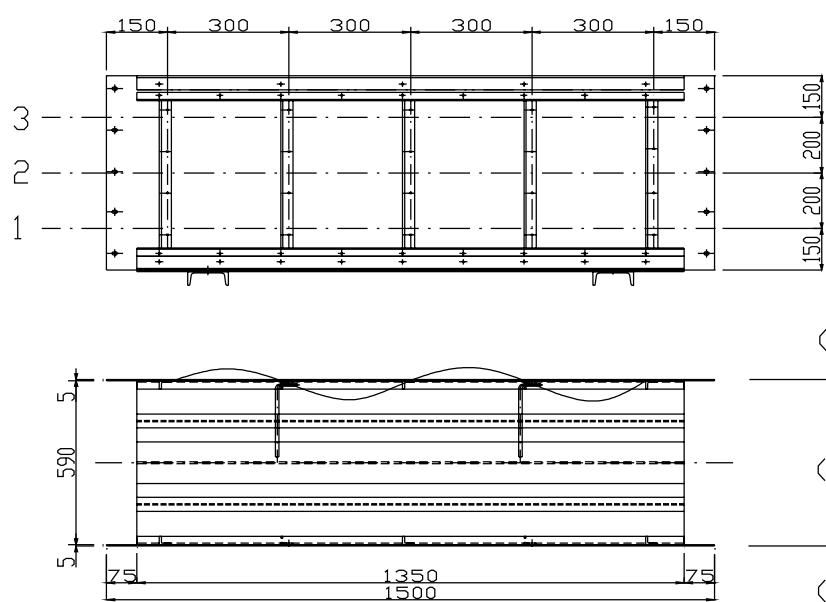


図-6 施行確認試験供試体

#### (4) 主桁側板の構造

主桁側板は、前回工事では、FRP板を型枠として使用し、別途、型枠の外側に支保工を組み立てる構造としていた。しかし、今回工事では、支保工の組み立て解体を省略することで現場工程の簡略化を図るため、FRP型枠に支保工の機能も持たせることとした。このため、FRP板は、鋼製L形鋼を格子状に組んだフレームを、接着剤およびリベットで取り付けることにより補強した(写真-4)。

なお、本構造を採用するにあたり、側板の型枠・支保工としての性能の確認をおこなうため、図-6に示す、主桁幅の1/2サイズの供試体を用いた施工試験を実施した。この時の試験状況を写真-5に示す。

また、試験による確認項目は、以下のとおりである。

- ①主桁側板の全体変形
- ②補強材間のFRP板の変形
- ③中段セパレータの配置の必要性

(主桁内には多数の鉄筋が配置されており、中段にセパレータを配置する事が困難であるため)

この施工確認試験より、側板の全体変形量は、上段、



写真-4 主桁側板の補強構造



写真-5 施工確認試験状況

中段、下段で差ではなく、補強材間のFRPの変形量も最大1.5mm程度であり、本補強構造で型枠・支保工として十分な性能を有していることが確認できた。また、中段セパレータの配置による有意な差はなく、省略しても問題ないことがわかった。

#### (5) 杭周りの型枠構造

杭周りの底板は、この部分で杭位置の施工誤差を吸収する必要があるため、リブ付き材料は用いず、FRP平板を使用した。なお、FRP底板は、コンクリート打設時の変形を抑制するため、FRP製L形材で補強し、これを連結梁からセパレータを用いて吊り下げる構造とした(写真-6)。

#### (6) 主桁張出部

本橋における主桁は、支間部は連続しているが、端部は杭から張り出す構造となっている。この部分に対して



写真-6 杭周り底板補強



写真-7 張出部仮受け構造 (外桁)

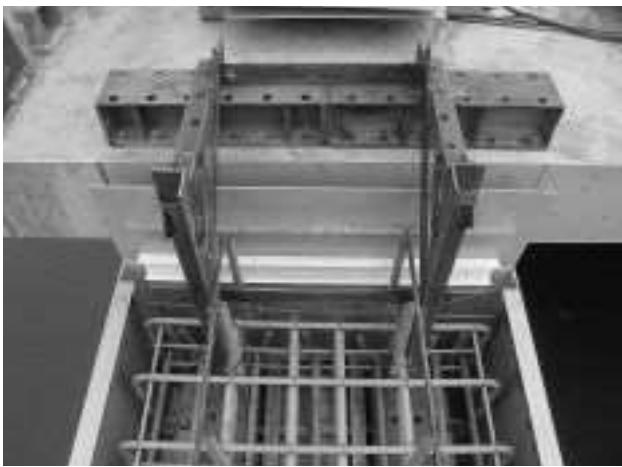


写真-8 張出部仮受け構造(内桁)



写真-9 床版鉄筋配筋状況

は、主桁自重もRC断面で受け持つものとして設計しているが、FRP主桁パネルが支保工も兼用することから、主桁パネルのみでも、コンクリートの打設時の荷重に耐えられるように設計している。しかし、連結梁の構造上、主桁パネルにキャンバーを付けることができなかったため、張出部先端のたわみを抑制する目的で仮受けする構造を採用した(写真-7)(写真-8)。

#### 4. 床版部の施工

床版パネルの施工は、工場で下側鉄筋が組み込まれたパネルを、コンクリート打設後の主桁上に設置する。なお、FRPリブを貫通する配力筋は、パネル継手部で重ね継手としており、主桁パネルと同様に隣接するパネルのラップ筋は、必ずどちらかのパネルに、あらかじめ挿入した。また、上側鉄筋は、床版パネルを設置後、FRPリブをスペーサーとして現場で配筋した。

##### (1) 定着鉄筋と床版パネル

本橋は、合成桁として設計されているため、主桁上には、ずれ止めとして定着鉄筋が大量に配置されている。また、本橋の平面形状が複雑であったため、定着鉄筋とパネルの配置がずれ、干渉する箇所が多く見られた。このため、本工事では、現場にてFRPパネルの孔の拡大や、定着鉄筋を変形することで対応した。特に、床版打下し部(桁端部)、床版張出部、杭周りは、定着鉄筋が多く、主桁上を床版パネルが連続するため、干渉が多い傾向があった(写真-9)。

#### 5. まとめ

FRPは耐水性、耐食性に優れることから、本工事のような水中での作業を要する桟橋構造への採用は適しているといえる。また、鋼材に比べ軽量で、切断・孔明けなどの加工が容易にできることは、現場作業を行う上で大きな利点となる。

しかし、今回の工事では、平面形状が複雑であったため、下部工(杭位置)の誤差による、主桁パネル、定着鉄筋、床版パネルなどの設置調整が困難となり、現場での作業量が増大する結果となった。

今後は、現場での作業量を低減できるような施工誤差の吸収方法や、杭位置の計測(現場実測)結果を速やかに製作に反映する方法の検討が必要である。さらに、現場での作業量を軽減するには、工場(設計・製作)と現場担当者の連絡を密にすることが重要と考えられる。

最後に、本工事の施工にあたり、多大なるご指導を頂いた高知市役所建設下水道部道路建設課の皆様、ならびに株式会社第一コンサルタンツの皆様に対し深く感謝の意を表します。

#### <参考文献>

- 1) 久保、河西、筒井、松井：桟橋構造に適用したFRP合成床版の設計と施工、第5回道路橋床版シンポジウム、土木学会、pp.315～320、2006年7月
- 2) 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、pp.111～114、2007年3月

2008.2.25 受付

# 床版支間が 8 m を超える長支間合成床版 (QS Slab) の施工

## Execution of Long -Span Composite Slabs (QS Slab) with Floor Spans Exceeding 8 m

保呂秀次<sup>\*1</sup> 水落末義<sup>\*2</sup> 向井重徳<sup>\*3</sup>  
Hidetsugu HORO Sueyoshi MIZUOCHI Shigenori MUKAI

### Summary

This bridge with No.503 section adopts slender box girders without intermediate crossbeams. In the section, composite slabs were installed for wide road widths with slab spans over 8.0 m. We have successfully coped with problems generated by particular conditions as well as remedial issues. The present report describes the results to be reflected in future QS slab construction.

キーワード：合成床版、QS Slab、

### 1. はじめに

福岡高速5号線の片江高架橋は、建設コスト縮減の観点から鋼・コンクリート合成床版を用い、中間横桁を省略した無補剛狭小箱桁形式のスレンダー・ボックス構造である。本件はランプを有しているため複雑な平面形状(バチ形状)となり、また一部の範囲において床版支間が最大8mを超過する特徴を有する合成床版の計画となっている。

ここでは、広幅員、長支間合成床版の特有の条件により生じた施工の不具合や、改善すべき点について整理し、今後のQS Slabの施工に反映させることを目的に報告する。

### 2. 橋梁概要

#### (1) 工事概要

工事名：第503工区（片江）高架橋

上下部工（鋼橋）新設工事（その2）

路線名：福岡高速5号線

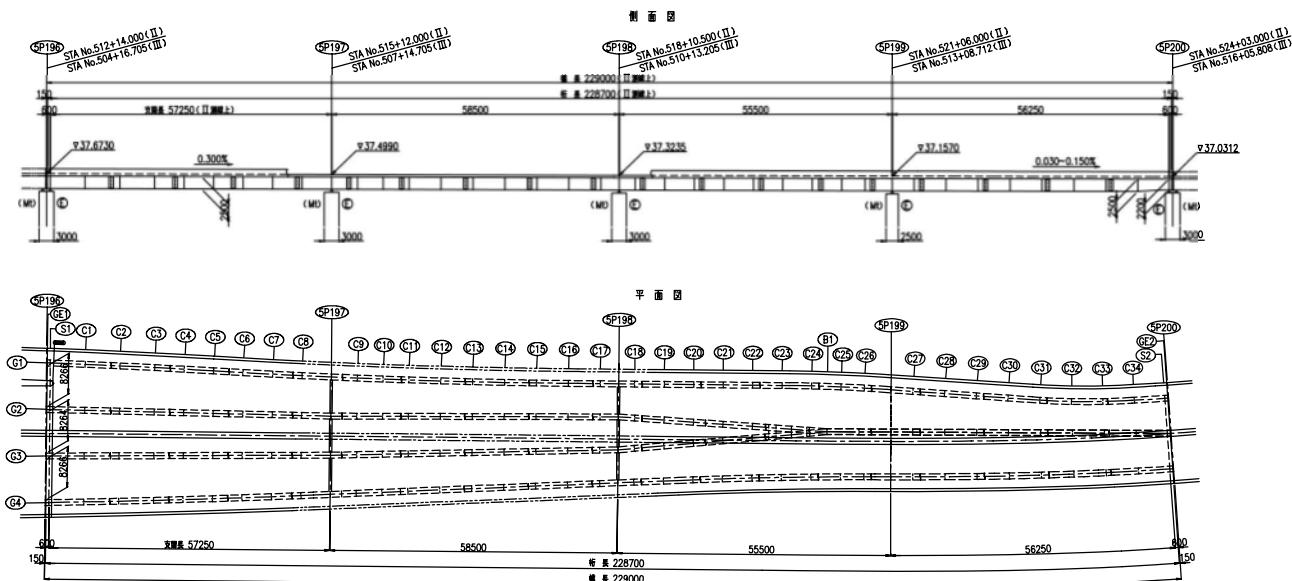


図-1 構造一般図

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事部副参与

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事部次長(現場代理人)

上下区分：上下線一体  
 工事箇所：福岡市城南区片江二丁目～南片江1丁目地内  
 発注者：福岡北九州道路公社 福岡事務所  
 受注者：宮地・日橋・巴特定建設工事共同企業体

## (2) 橋梁諸元

橋 長：58.0m+58.5m+55.5m+57.0m = 229.0m  
 橋梁形式：4径間連続細幅箱桁橋  
 幅 員：34.357m ~ 20.550m  
 床版形式：鋼・コンクリート合成床版 (QS Slab)

## 3. 改善案

### (1) Tリブ継手

本工事は、全幅員が約 20 m ~ 25 m と広幅員であるため、G2 と G3 桁上で、鋼製パネルを高力ボルトで連結する構造となっている。現場においては、非常に大変な作業となった。今後は設計段階で回避できるよう検討を行う。



写真-1 締付け状況



写真-2 締付け管理

### (2) 配筋計画

QS Slab の配筋は、かぶりの確保と施工性に配慮し、T リブフランジの上に配筋する構成になっている。  
 但し、排水溝等の付属物類が設置される箇所では、注

意が必要となる。標準部とは異なり付属物類との取り合いでかぶりが確保できない場合がある。このような箇所への配慮としてチェックリストを充実させ、活用していくことが肝要と考える。



①配筋状況



②添接部配筋状況

写真-3 鉄筋配筋

### (3) 高さ固定ボルト

従来の構造は、上下方向を調整するものであるが、本工事においては、上下左右および前後に 30 mm 程度調整できる装置を開発した。これは鋼製パネルで施工時の主桁形状を拘束する架設工法であったため、拘束や調整する際の施工性を勘案し計画された。横桁を省略した構造形式においては有効な調整装置であったが、主桁の拘束を必要としない場合においては、従来の構造を標準とする。

今後は施工性とコストパフォーマンスを更に改善するため図-2 の構造を標準とする。受台を設置することで鋼製パネルの敷設時において高さが容易に固定でき、調整作業が軽減できるものと考える。受台の取付位置は底鋼板継手部近傍とパネル中心に 3箇所設置することを基本とする。敷設完了後に鋼製パネルのレベルを確認し、規格値から外れる場合は、油圧ジャッキを使用し、高さ固定ボルトを調整することになる。

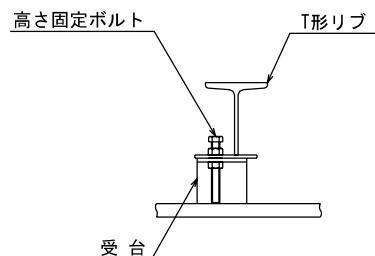


図-2 高さ固定ボルト概念図

### (4) ハンチプレートの継手

ハンチプレートは、構造部材として計画されないので、施工性に配慮しボルトからスタッドボルトに変更する。これにより片面施工が可能となり、ボルトの締め付けが

容易となる。

また、鋼板同士の隙間は、防水テープにて養生することを基本とし計画していた。しかし、施主によっては防水テープの使用を禁じ、シール材の使用を原則とする場合がある。これまでの鋼板パネルの添接板は、ボルトを締付ける際に近接する鋼材との干渉を避けるために、余裕のある添接板の形状（写真-4）としていたが、今後は、僅かな開口になるように添接板の形状（図-3）を計画する。

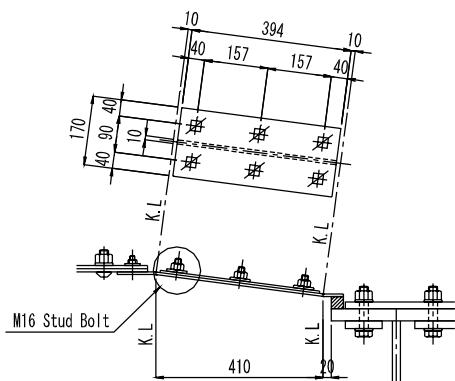


図-3 ハンチプレート継手詳細



写真-4 ハンチ添接板

### (5) ボルトの締付け

現場で組み立てる型枠鋼材（厚さ6mm）は、普通ボルトで固定する計画になっている。片面施工が可能なようによりネジ付スタッドを工場で取付け、座金とナットを現場で締め付ける構造としている。そのため現場における締付け数量を把握する必要がある。しかし、これまでの数量計算書では工場締付けと現場締め付けのボルト数量が細かく分けられていなかった。その結果、現場では複数の種類のボルトを使用するため、ボルトを管理する上で煩雑さを招く原因となっていた。

改善案として、現場締付け箇所を図面に明記とともに、数量計算書を工場と現場締付けに区分する。

床版支間が8mを超える長支間合成床版（QS Slab）の施工

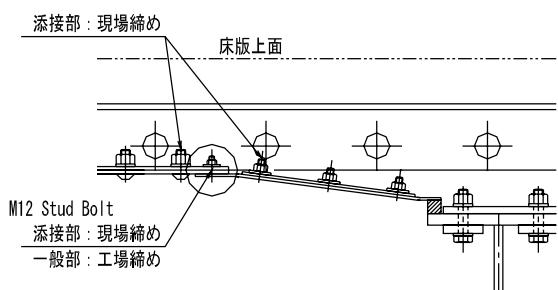


図-4 ハンチプレート部

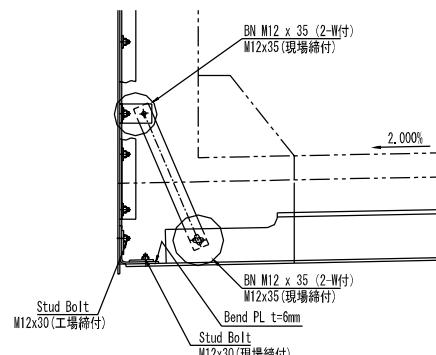


図-5 側鋼板部

### (7) シールスponジ

ポリエチレン系のスポンジは、鋼製パネルの調整を行った場合、隙間が発生する恐れがある。隙間の確認は現場では非常に困難であるためゴムスポ（NR、E P D M）やウレタンフォームの使用を標準とする。具体的な仕様は施工条件を勘案し決定するものとする。



写真-5 シールスponジ設置状況

### (8) キャンバー

施工時における鋼製パネルの固定は、金具で押える簡単な構造を標準としている。原因は明確になっていないが、鋼製パネルを固定したことでキャンバーに影響を与えたと思われる事例があり、本工事では前死荷重キャンバーの解析値を85%として計画した。

キャンバーへの影響を検討するにあたり今後は、解析値の調整は止め以下の対策を提案する。

1. ゴムプレートの高さを低くする。
2. ゴムプレートをゴムスポンジやウレタンフォームを使用する（硬度の確保）。
3. ハンチプレートと取り合うゴムプレートの面に滑りテープを貼付ける。

これまで、ゴムプレートの断面を正方形で計画していた。高さ方向が高くなると、キャンバーに対しゴムプレートが追随し、摩擦抵抗が多少生じその結果、キャンバーに影響を与えることが推察される。ゴムプレートの高さを低く抑え、ある程度の硬度を確保し、滑りテープを張付けることで、キャンバーへの影響を回避できるものと考える。

#### (9) Tリブ縁端

側鋼板近傍までTリブが配置されるが、今後は地覆幅を目安にフランジを切欠く形状とする。これにより地覆および壁高欄の配筋の施工性が改善されるものと考える。

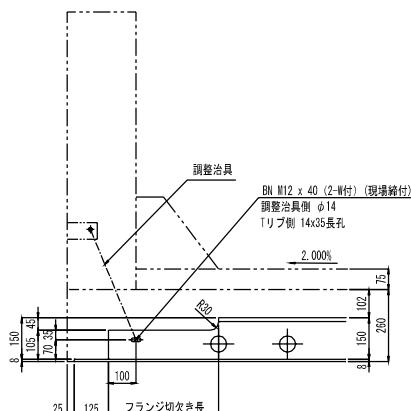


図-6 Tリブ縁端切欠き形状

#### (10) はらみ防止材

側鋼板のはらみ防止材をL35 x 35からL50 x 50に変更し、M12のネジ付スタッドで固定する。これにより、はらみ防止材の固定が強固になり、側鋼板の平坦性が改善されると考える。また、アングル材がスペーサーの役割にもなっており、サイズアップすることでコンクリートのかぶりを確実に確保できることになる。

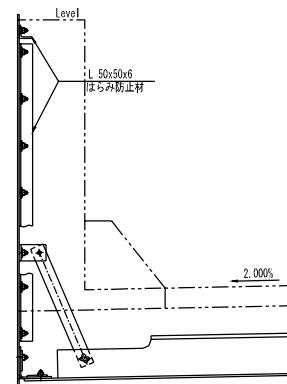


図-7 はらみ防止材

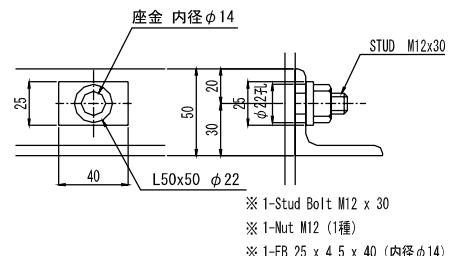


図-8 はらみ防止材ボルト詳細

#### (11) 側鋼板の矯正

本工事は、ランプを有していることから複雑な平面線形となっている。そこで、設置した後にでも容易に調整ができるように、床版内から一人で作業が行えて、軽量な調整装置を製作した。

また、何らかの原因により現場に搬入された側鋼板が、歪んだ状態で搬入されることも想定される。現地での矯正は困難であり、そのままの状態で設置すると壁高欄の通りが確保できないという問題が生じる。しかし、そのような場合においてもこの調整装置を用いれば、容易に対応できるものと考える。

#### (12) 側鋼板の止水対策

側鋼板継手部の止水は、添接板にスポンジを現場で設置する計画になっている。それにより、スポンジの管理が煩雑となり、細かい作業のため施工性が悪くなっていることが判明した。改善案としては、①スポンジをやめシール材でコーティングする案もしくは、②輸送時等で損傷しない止水スポンジを選定し、工場で設置する案が考えられる。

## 5. おわりに

これまでQS Slabは、製作性および施工性を向上させるために、幾度なく細部の構造に関し改善が行われてきている。本工事においては、初めて6mを超える8.3mの床版支間で、鋼製パネルを高力ボルトで連結し、一体化した構造の施工となった。鋼製パネルの連続化は初めての試みであり、主鉄筋として担うTリブを連結することは、ボルトサイズを小さく抑える必要があり、それによりボルト必要本数が増加する。そのため当初想定していた以上の現場作業量が発生し、大変苦労する結果となった。また施工規模が大きくなつたことで鋼製パネル

の据付の調整についても大変であったと思われる。

本稿で提案した改善案の有効性を検証し採用できれば、施工性が改善され、またそれによりコストダウンに結びつくことになると考える

### <参考文献>

- 1) 小沼, 亀子, 相沢: 合成床版を有する中間横桁を省略した連続合成桁の設計—福北第503工区 片江高架橋—, 宮地技報 No. 22, pp.37 - 42, 平成19年1月

2008.1.10 受付

### グラビア写真説明

#### 須津川橋

本工事は、須津川橋：鋼13径間連続合成鋼桁と比奈橋：鋼3径間連続合成鋼桁の建設を行う鋼上部工工事で、合成床版を直接横桁で支持する合理化合成床版を新たに開発し採用していることが特徴です。  
構造的特質

- ①床版支間を横桁間隔（3.5m）とすることで床版厚が低減、死荷重軽減を可能とした。
- ②合成床版のハンチを省略、底鋼板を考慮し下段鉄筋を省略、床版構造の合理化を実現。  
橋軸方向が床版支間となり、幅員方向の拡幅に優位な構造を採用。

(栗田 裕之)

#### 西黒田第一高架橋

本工事は、長支間場所打ちP C床版を有する鋼10径間連続合成鋼桁橋の建設を行う鋼上部工工事です。ジャンクション近傍の橋梁であることから、ON／OFFランプを抱えるなど幅員変化による主桁本数の増減と現道からの橋脚配置により、該当支点部に横梁構造を用いているのが特徴です。また、施工面では地域とのコミュニケーションと安全管理に心掛けるとともに、難易度の高い長支間場所打ちP C床版を自社施工するなど品質管理においても高い評価をいただいた工事です。

(栗田 裕之)

#### 坊津2号橋

本橋は鹿児島県の薩摩半島の南さつま市坊津町泊地内に架かっています。坊津町は東シナ海に面しており、この海岸線は坊野間県立自然公園の中にあり大変美しく自然環境には恵まれた地域ですが、鹿児島市内から離れた半島ということで道路整備が遅っていました。県では地域活性化を計る為の交通基盤整備の一環として国道226号の坊津B.Pに着手し現在も工事が継続しています。本橋は同B.P 3工区の中に架かっており、安全で快適な道路の中の構造物として地元の方に大変喜ばれています。橋の上から見える東シナ海から昇る“日の出”と沈む“夕日”は壮大で美しく訪れる人の心を必ずや癒してくれるものと思います。

(田中 輝)

# 3径間連続トラス橋の拡幅工事の紹介 —小原第二橋拡幅工事—

## Widening Work on a 3-Span Continuous Truss Bridge - Obara Daini Bridge -

川村 晴人<sup>\*1</sup> 西田 正人<sup>\*2</sup> 山越 信也<sup>\*3</sup>  
Akito KAWAMURA Masato NISHIDA Nobuya YAMAKOSHI

### Summary

On the Chuo Expressway, widening work on the section between the Uenohara IC and Hachioji IC is under way. In the Obara Daini Bridge widening work undertaken as a part of the project, lanes are widened by installing a new truss bridge in addition to the existing bridge in the form of a 3-span continuous deck bridge truss. This paper introduces fabricated members reflecting actual measurements and mentions precautions for widening work for truss beams.

キーワード：拡幅工事、トラス橋、現場実測

### 1. はじめに

中央自動車道は、交通量の増加に伴う交通渋滞により、高速道路本来の機能を十分に果たし得ていない状況である。そのため中日本高速道路株式会社（旧日本道路公団）では、その機能回復を目指し、小原第二橋を含む上野原IC～八王子IC間で片側2車線から3車線に拡幅する工事を進めている。

小原第二橋の位置図を図-1に示す。本橋は相模湖の北東部に位置する、3径間連続上路トラス橋である。



図-1 位置図

### 2. 工事概要

小原第二橋の断面図と一般図をそれぞれ図-2と図-3に示す。本工事は、既設トラス桁に新設トラス桁（2主構）を架設し、その間を対傾構・横桁・横構（下支材）で連結する構造となっている。以下の部材については新設桁架設後に既設→新設桁の実測を行い、製作に反映している。

- ① 横桁フィラーPL
- ② 対傾構ガセットPL
- ③ 下支材

本工事の施工ステップを図-4に示す。本工事範囲は桁の製作のみで、架設および床版工は別工事である。工事期間はH14.11.12～H19.7.31である。

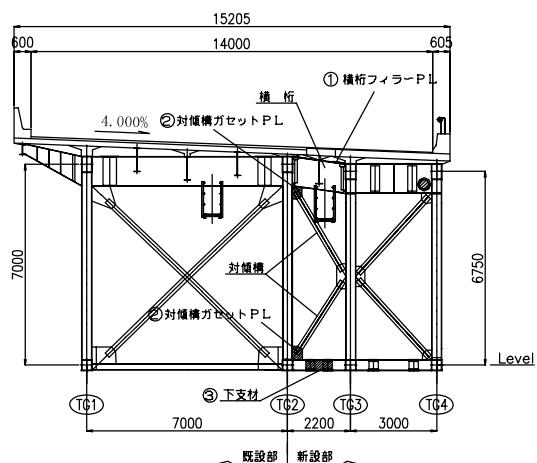
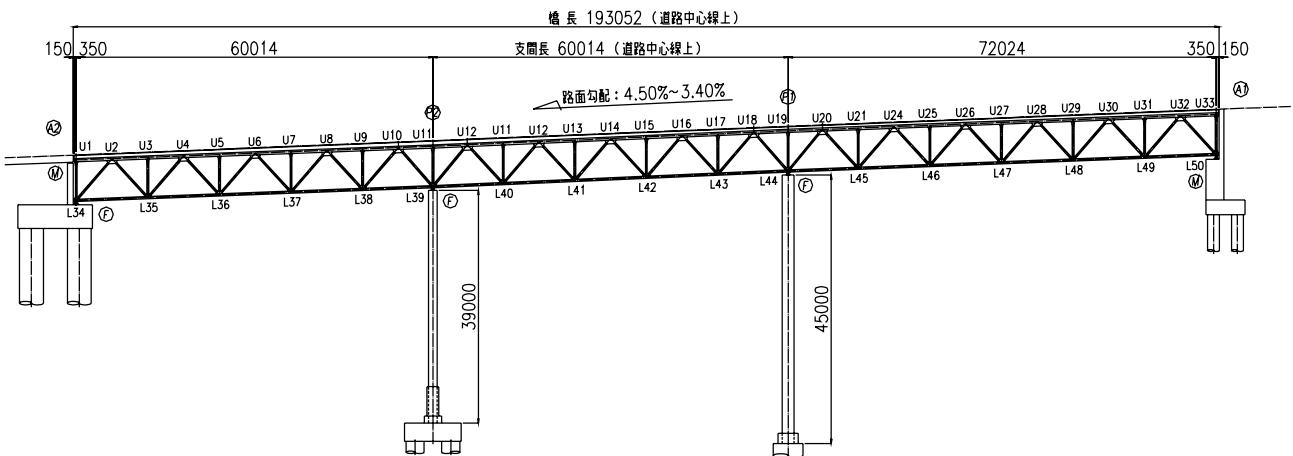


図-2 断面図

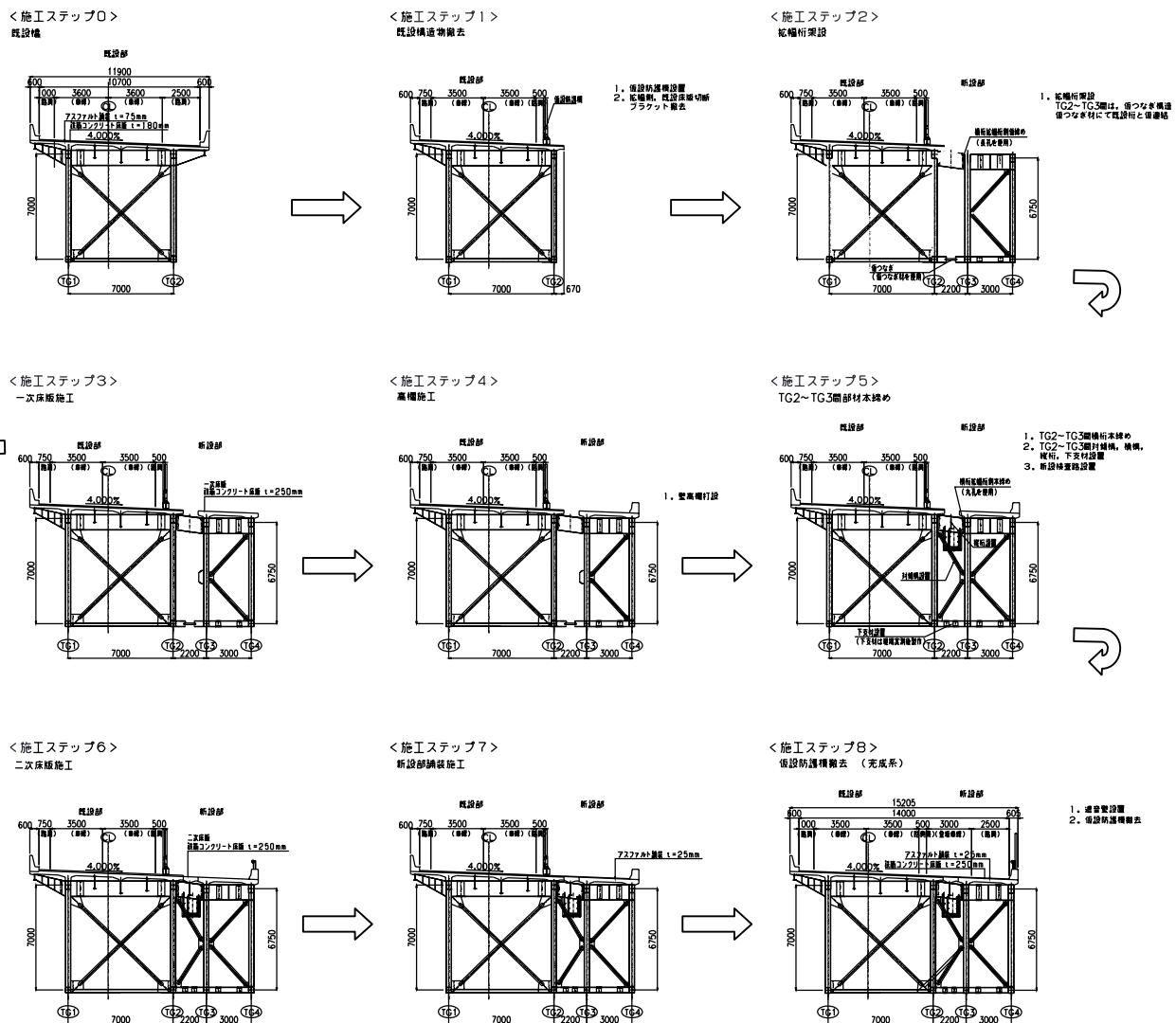
\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事部東京工事グループ

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 生産本部製造部計画グループ課長代理



図一 3 一般図



図一 4 施工ステップ

### 3. 実測後製作部材について

#### (1) 概要

ここでは実測後製作部材の測定方法、誤差吸収方法や製作方針について紹介する。

#### (2) 工程

現場実測は一次床版施工（施工ステップ3）～壁高欄施工（施工ステップ4）の間に実施する必要があった。そのため、実測結果受領から現場搬入まで2ヶ月と厳しい製作工程となっている（表-1）。

表-1 実測後製作部材の工程

	平成19年		
	5月	6月	7月
現場実測	17▽実測結果		
①横桁フィラーPL 製作数:33枚	18▽出図	15▽検査	
②対傾構ガセットPL 製作数:40枚	21▽出図	26▽検査	
③下支材 製作数:17台	23▽出図	10▽検査	31▽しゅん功

#### (3) 実測後製作部材

##### 1) 横桁フィラーフィラーPL

###### ■測定箇所

フィラーフィラーPL 4隅の高さを計測する（図-5）。

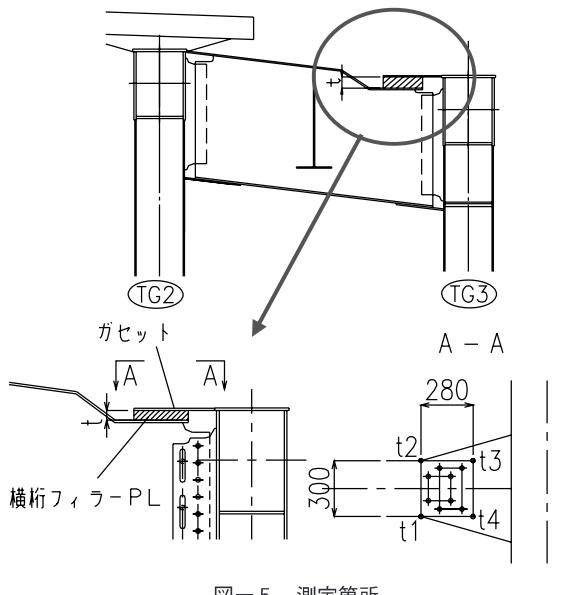


図-5 測定箇所

###### ■製作方針

###### a) 板厚決定根拠

ウェブ上での必要板厚を算出（ $t_1 + t_2$  の平均、 $t_3 + t_4$  の平均）。現場で板が入らないことが懸念され

たので、算出したウェブ厚のうち薄いほうを決定板厚とした。隙間についてはボルトの締め付けにより板（ガセットPL:  $t = 9 \text{ mm}$ ）がなじむと判断した（図-6）。

###### b) テーパー加工

厳しい製作工程を勘案して基本的にはテーパーは設けないものとした。ただし板厚差が大きい場合（今回は15mm以上）には締め付けでも板がなじまずフィラーとの間に隙間ができる可能性があると判断し、このような場合に限りテーパーを設けた。

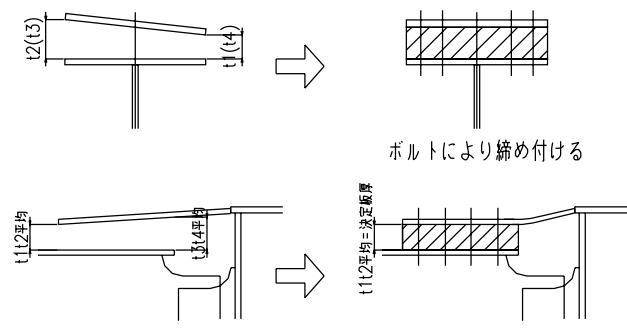


図-6 フィラー厚の決定方針

実測結果と決定板厚の一覧を表-2に示す。支間部において新設桁がねじれているためか、板厚差の大きい箇所が見られる。

表-2 実測結果と決定板厚

	横桁フィラー								決定板厚
	$t_1$	$t_2$	$t_3$	$t_4$	$t_{12\text{平均}}$	$t_{34\text{平均}}$	MIN(平均)	MAX-MIN	
S1	49	47	47	48	48	48	48	2	48
C1	74	76	80	78	75	79	75	6	76
C2	37	36	39	38	37	39	37	3	36
C3	29	29	27	26	29	27	27	3	25
C4	36	37	40	37	37	39	37	4	36
C5	23	22	23	23	23	23	23	1	22
C6	61	59	40	42	60	41	41	21	40
C7	25	29	33	29	27	31	27	8	28
C8	19	18	19	19	19	19	19	1	16
C9	9	14	12	7	12	10	10	7	9
C10	24	27	29	27	26	28	26	5	25
C11	18	21	22	18	20	20	20	4	16
P1	48	51	50	48	50	49	49	3	48
C12	32	28	28	31	30	30	30	4	28
C13	29	31	31	29	30	30	30	2	28
C14	46	43	36	40	45	38	38	10	38
C15	41	43	41	39	42	40	40	4	40
C16	45	44	41	42	45	42	42	4	41
C17	60	63	63	59	62	61	61	4	58
C18	81	79	80	83	80	82	80	4	80
C19	77	78	79	78	78	79	78	2	76
C20	79	74	74	77	77	76	76	5	76
P2	55	56	55	54	56	55	55	2	54
C21	67	65	67	68	66	68	66	3	62
C22	81	72	72	81	77	77	77	9	76
C23	69	72	73	69	71	71	71	4	68
C24	56	61	64	58	59	61	59	8	58
C25	82	81	84	84	82	84	82	3	80
C26	78	78	81	80	78	81	78	3	76
C27	67	69	70	66	68	68	68	4	68
C28	73	73	73	74	73	74	73	1	72
C29	64	67	69	65	66	67	66	5	64
S2	56	56	56	58	56	57	56	2	56

## 2) 対傾構ガセットPL

### ■測定方法

ガセット形状については、ベニア板に孔位置・形状をトレース（図-7）することで製作に反映している。また橋軸方向のずれに関してはそれぞれのピースのずれを測定して、フィラーPLで誤差を吸収する（図-8）。



図-7 測定状況

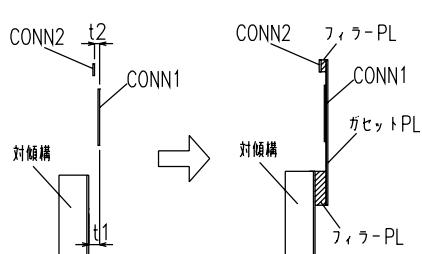


図-8 フィラーPL

### ■製作方針

ベニア板（図-9）にトレースされた孔位置より原寸にて実寸のフィルムを作成した。

部材検査時は原寸で作成したフィルムを用いて対物確認を行っている（図-10）。



図-9 実測結果（C 2）



図-10 ガセットPL写真（部材検査時）

## 3) 下支材

### ■測定方法

下支材は図-11のように仕口の間隔、高低差および橋軸方向のずれ、仕口のフランジの出入りについて測定し製作に反映することとした。測定状況の写真を図-12に示す。

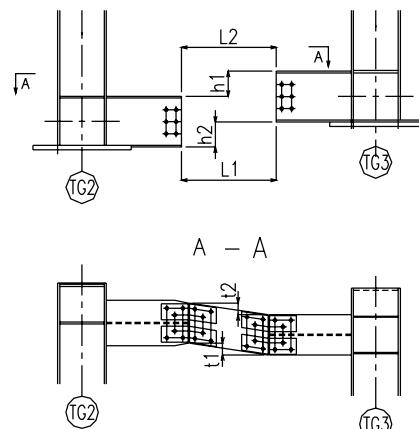


図-11 測定箇所



図-12 測定状況

## ■製作方針

既設－新設桁の高低差により下支材形状を作り分けることとした。現状のウェブボルト配置が可能な限りウェブ形状を①平行四辺形で製作することとした。高低差が大きくボルト配置が満足できない場合は、ウェブ形状を②Z形にすることとした。

### ① 高低差≤150

ウェブ：平行四辺形

添接板：曲げ加工

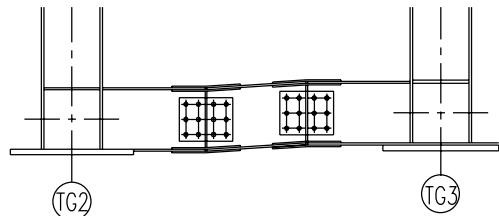


図-13 下支材 (①平行四辺形型)

### ② 高低差>150

ウェブ：Z形

添接板：直線

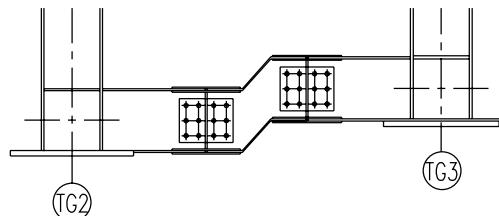


図-14 下支材 (②Z型)

実測結果より今回は全て①平行四辺形での製作となった(図-15)。



図-15 下支材写真 (部材検査時)

## 4. トラス橋拡幅工事における注意点

本工事は、処々の事情により既設桁に取り付ける溶接付きの部材について詳細な実測が行えないなかで（既設図面を元に）製作しなければならなかつた。そのためいくつかの部材は既設形状に合わせて構造の変更を行つた。以下にそれらの一例を紹介するとともに、今後同様の工事をする上での注意点を述べる。

### (1) 横桁取り付け部について

#### 1) 概要

横桁取り付け部の構造を図-16に示す。対象は横桁の仕口を既設垂直材に現場溶接する箇所である。以下の理由によりピースの構造を変更した。

- ・既設ウェブ板厚差、それに伴うテーパー量の相違
- ・既設出来形精度の問題

#### 2) 構造変更

以下に構造変更の概要を示す(図-17)。

- ・スカラップ形状の変更
- ・板厚差のともなう張り出し量の変更

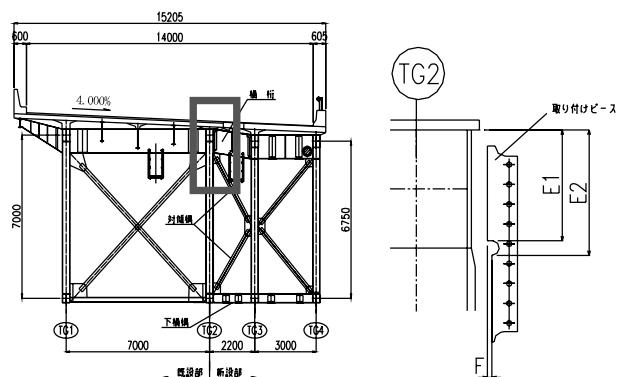


図-16 横桁取り付け部

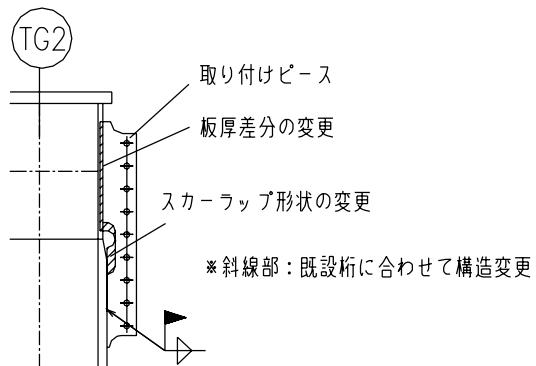


図-17 構造変更

## (2) 下フランジガセット部について

### 1) 概要

下フランジガセット部の構造を図-18に示す。対象はソールPLの外側にガセットPLを現場溶接で取り付ける箇所である。既設図面には記載されていないリブやジャッキアップ用のベースPLが後から追加されていることが判明し(図-19)構造を変更した。

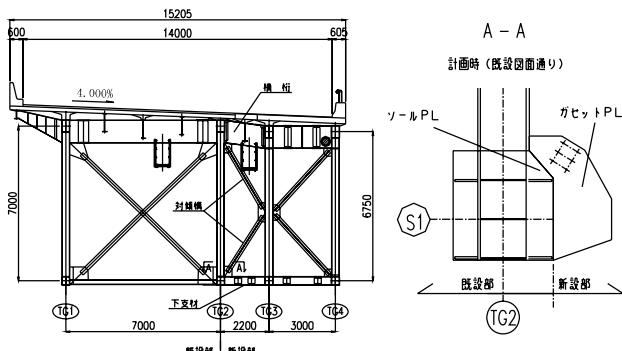


図-18 下フランジガセット部



図-19 現場状況写真 (S1支点)

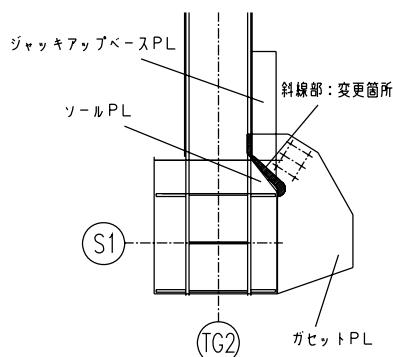


図-20 構造変更

### 2) 構造変更

既設構造と干渉する箇所を図-20の形状に変更し、コーナー部にはスカラップの追加を行った。(図-20)

### (3) 今後の注意点

トラス橋に限らず拡幅工事をする上で以下の点に注意する必要がある。どれも設計をする上ではあたりまえのことであるが、本工事を終えてあらためて再認識した。

#### 1) 取り合い部材の構造

既設構造物との取り合い部材の構造には十分注意する。本工事のように既設桁の実測が十分に出来ない場合は特に注意する必要がある。既設桁が図面通りに出来ているとは限らないため、変更に対応できる構造にしておくことが重要である。

#### 2) 板厚の集約

本工事は詳細設計を行っているが、設計思想は基本設計や隣接工区に倣っており、ガセットPLや下支材の板厚構成が1mm単位で使い分けられている。実測後製作部材を製作する上で板厚の種類が多く、工程の厳しいなかで材料の確保に苦労したことから、可能な限りの板厚集約を行うべきである。

## 5. おわりに

本工事は平成19年7月に無事しゅん功し、引き続き床版工事(2次床版)・舗装工事が行われている。

途中の工事停止期間や追加工事により最終的な工期は約4年9ヶ月の長期工事となった。この間、度重なる担当者の変更や構造変更があり、関係各位には多大なご迷惑をおかけ致しました。この場を借りて深くお詫び申し上げます。特に工場・現場をはじめ後工程の方々には厳しい工期のなか、ご尽力頂きありがとうございました。

2008.1.16 受付

# 低支承高の支承交換工事報告

## Low Bearing Support Replacement Work

増田高志<sup>\*1</sup> 高橋友幸<sup>\*2</sup> 稲福英三<sup>\*1</sup> 角岡清<sup>\*3</sup>  
Takashi MASUDA Tomoyuki TAKAHASHI Eizou INAFUKU Kiyoshi KADOOKA

### Summary

Bearing support replacement work was performed at the Inner Circular Route of the Metropolitan Expressway. The former bearing support height of the bridge columns was as low as 67 mm, and the level crowns of the steel bridge columns could not be lowered. Accordingly, the ends of the main girders were revamped into a notched structure. Also, due to space limitations, jacking-up for the repair work was accomplished using a temporary crossbeam. The present report provides a discussion of the jack-up method and the actual construction work.

キーワード：支承交換、低支承高、BP-B 支承、ジャッキアップ

終点側：オンランプ3主桁、本線6主桁、オフランプ3主桁

下部工：円柱と矩形横梁からなるラーメン橋脚

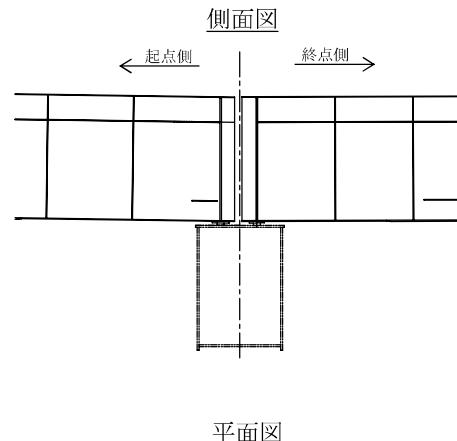
### 1. はじめに

本橋梁は、首都高速都心環状線の神田橋ランプ付近に位置し（図-1）、昭和39年の東京オリンピックの年に開通した区間である。重交通という過酷な環境下で、建設されてから40年以上が経過し、経年劣化した支承を取り替える必要があった。



図-1 位置図

本報告では、本線の支承交換について報告する。既設図面を図-2に示す。



### 2. 既設橋梁の構造諸元

#### (1) 構造諸元

本橋梁の構造諸元は以下のとおりである。

上部工：スパン30mの単純合成鉄筋

起点側：オンランプ3主桁、本線6主桁、オフランプ4主桁

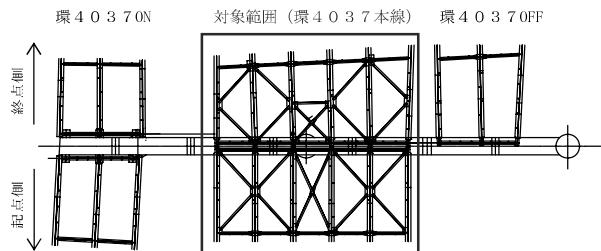


図-2 既設図面

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事計画部東京計画グループ

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 生産本部工場管理部調達グループ

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事部東京工事グループ

## (2) 現場施工条件

- ・日本橋川の河川上にある。
  - ・河川でのペント設置は莫大な費用と時間を要するため困難である。
  - ・部材取付時の台船使用は可能である。
  - ・ジャッキアップ時も高速道路交通は止められない。
- 現場状況を写真-1に示す。



写真-1 現場状況

S T E P - 1 既設主桁



S T E P - 2 補強材の取付



## (3) 現場調査結果

- ・温度の異なる日時で、可動支承の遊間量調査を実施したが、温度による移動は確認できなかった
- ・鋼製橋脚の天端をケレンして調査した結果、腐食による窪みや変形によるへこみが確認でき、部材取付部については、詳細な現場実測を実施した。

## 3. 主桁桁端部の補強

### (1) 補強条件

- ・既設支承高は67mmしかない。
- ・新規支承の設計高さは190mm。
- ・新規支承を入れるために、主桁桁端を切欠き構造に改造し、支承高さを確保する必要がある。
- ・支承交換を行うため、限られた空間でのジャッキアップ方法が必要である。
- ・ジャッキアップを行う際、ジャッキ点が支間中央に寄ると、桁端部の跳ね上がりが生じてしまう。

### (2) 補強計画

補強条件を満足するため、仮設横桁を用いたジャッキアップ工法を採用し、現支承位置から500mmだけ支間中央にジャッキ支持ラインを設定した。主桁直下でのジャッキアップができないため、主桁間にジャッキアップのための仮設横桁を設置し、ジャッキアップを行う工法である。ジャッキの中心が鋼製橋脚横梁ウェブ近傍のた

S T E P - 3 仮設横桁の架設  
ジャッキアップ

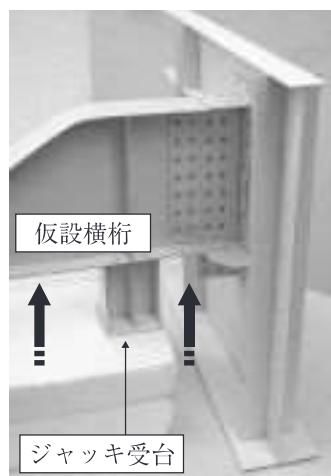
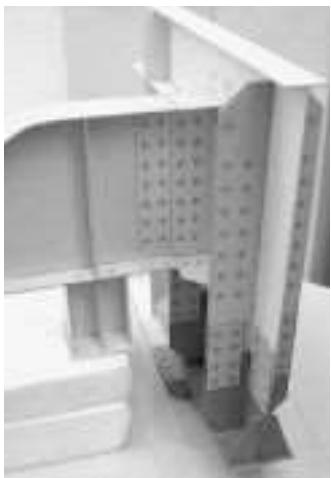


図-3.1 架設手順（その1）

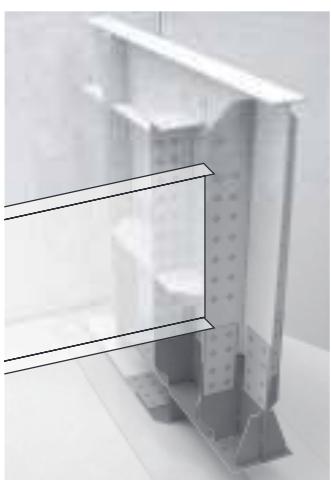
S T E P - 4 主桁桁端切断  
取替主桁の取付  
ジャッキダウン



S T E P - 5 仮設横桁の撤去



S T E P - 6 新設端横桁の架設



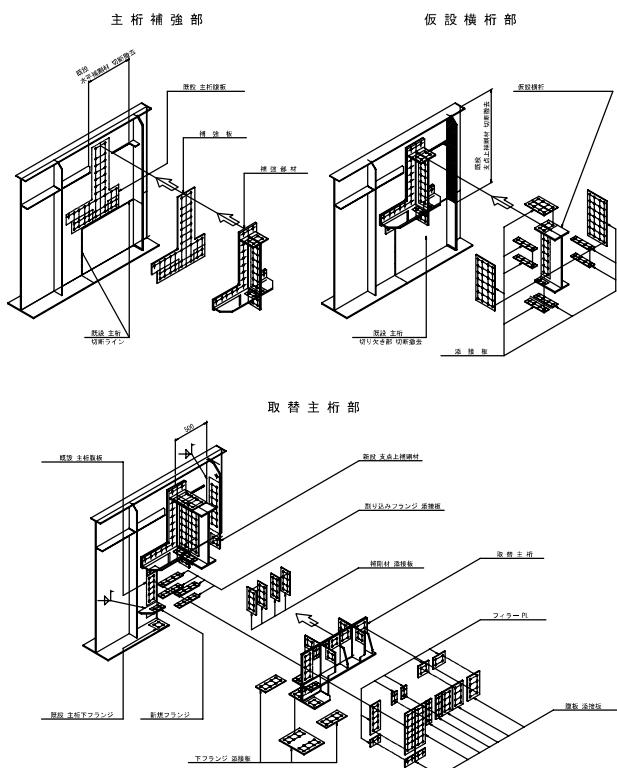
図一 3.2 架設手順（その 2）

め、鋼製橋脚にはジャッキ支持を兼ねた拡幅プラケットを設置し、ジャッキは既設横梁と拡幅プラケットにまたがり支持した。

補強ステップ図を図一 3.1、3.2 に示す。

#### 4. 取替主桁の製作

新規支承高を確保するために、切欠きを有する取替主桁を製作した。製作にあたっては、切欠き部が弱点となるないように配慮した。取替主桁の取付構造について、図一 4 に示す。現場溶接はリブなど最小限にとどめた。既設主桁と取換主桁のウェブ接合・下フランジ接合などは、高力ボルト摩擦接合とした。



図一 4 取替主桁の取付構造

また、主桁桁端部に関しては、施工前や桁端部現場切断後などに詳細な現場実測を行い、取替主桁が確実に取り付くことを確認した。

取替主桁の設計図面を図一 5 に示す。切欠き部は、下フランジを曲げてウェブと溶接する形状ではなく、下フランジ（ハッキング部）にスリットを設けてウェブへ差込む構造とした。また、切欠き部は全て完全溶け込み溶接とした。

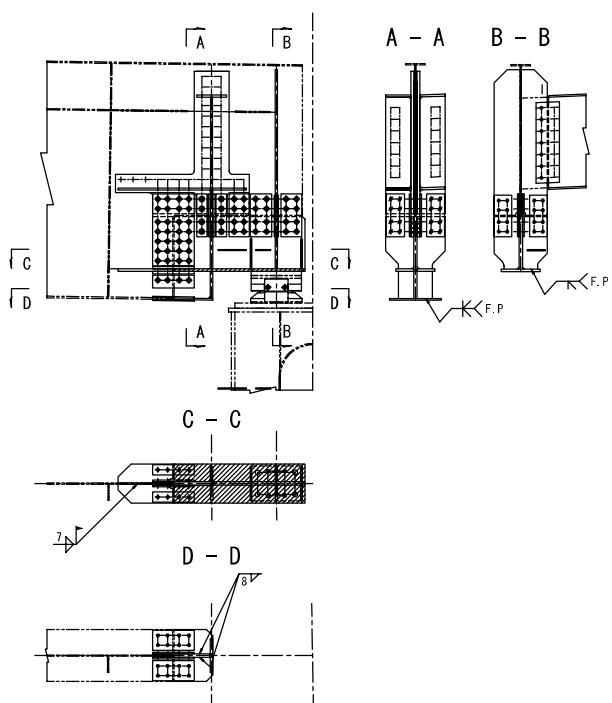
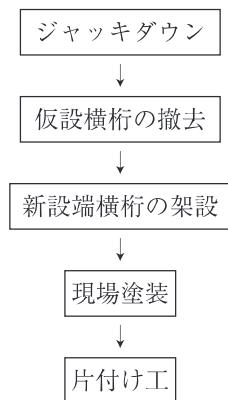
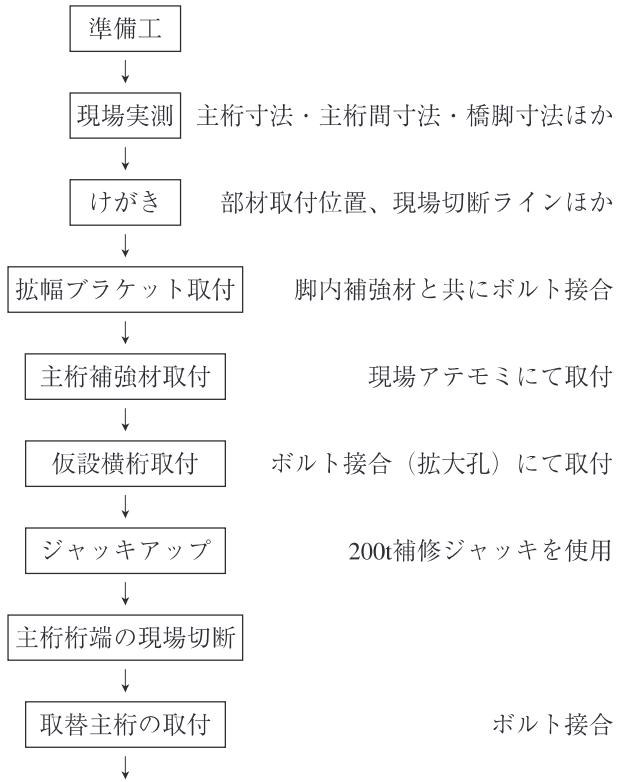


図-5 取替主桁の設計図面

## 5. 施工

### (1) フローチャート

フロー チャートを以下に示す。



### (2) 架設状況

ジャッキアップ直前の補強部材取付状況を写真-2に、ジャッキアップ中の状況を写真-3に、主桁桁端の切断後の状況を写真-4に、取替主桁を取付た状況を写真-5に示す。

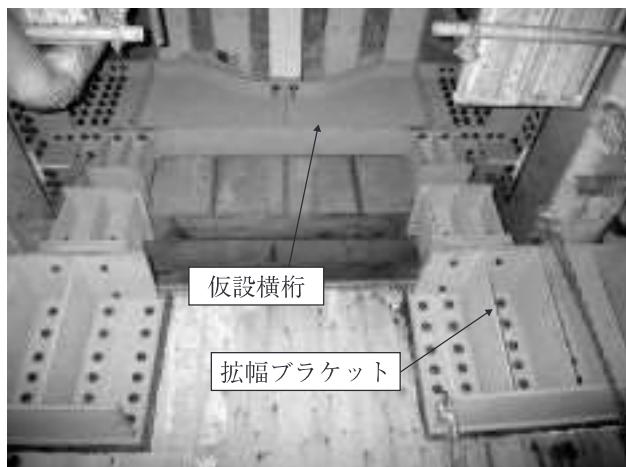


写真-2 補強部材取付（ジャッキアップ直前）

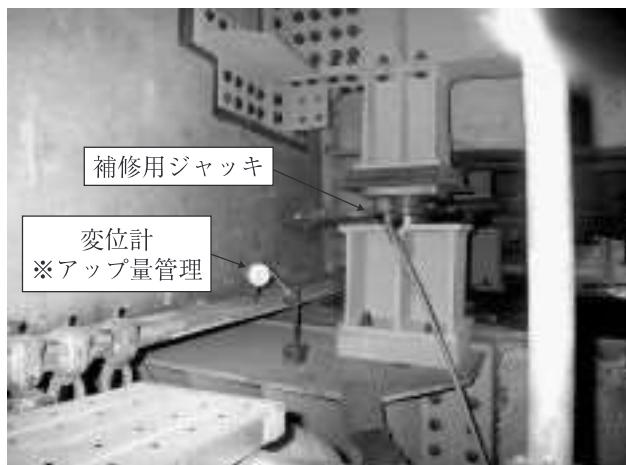


写真-3 ジャッキアップ状況

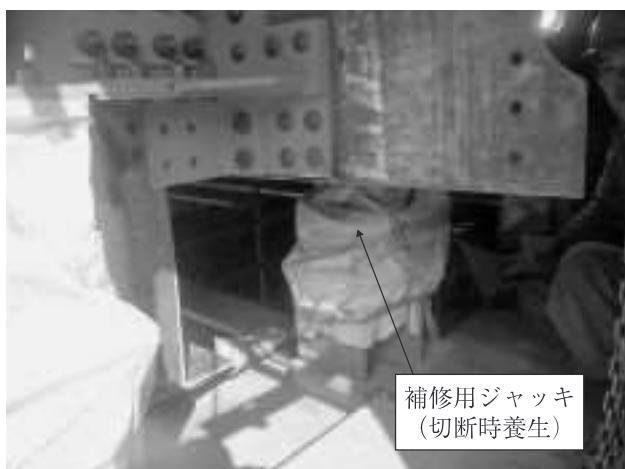


写真-4 主桁切断後の状況

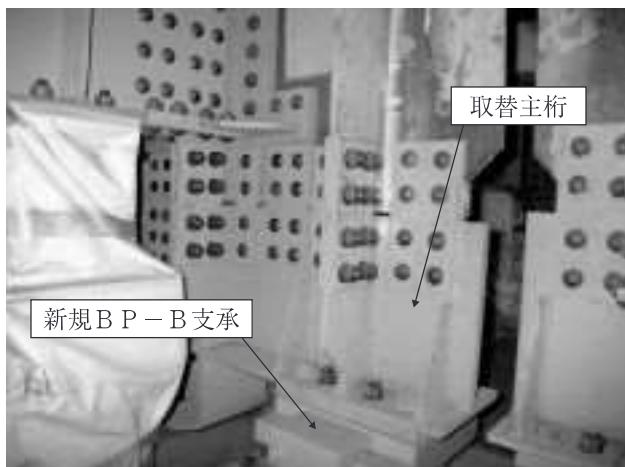


写真-5 取替主桁取付状況

### (3) ジャッキアップ

交通開放下でのジャッキアップ作業であったため、ジャッキアップ量を3mmと設定して、補修ジャッキを用いた連動システムにより慎重に管理した。

## 6.まとめ

重交通開放下での低支承高の支承交換工事を実施した。施工方法検討では、検討に時間を要した。また、現場でもジャッキアップ作業や既設主桁切斷に高い精度を求め、無事しゅん功することができた。

最後に本工事の実施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西東京管理局の皆様には、紙面を借りまして深く感謝の意を表します。

2008.1.18 受付

## グラビア写真説明

### 幸 橋

本橋は、3.4.1福井縦貫線・通称「フェニックス通り」に架け替えとして計画され、この度開通されました。元々幸橋は、「しんばし」とも呼ばれ、文字通り昭和から平成へと激動の「新しい」ふくいの歴史を支えてきました。ふくいのいわば大動脈の一部です。ところが、この橋も昭和の初期につくられたため、今の状況に合わなくなつたことから架け替えられました。

新橋は、車道・鉄道併用型橋梁でありながら、お年寄りや障害のある方々の社会進出にこたえ広い歩道を備えたバリアフリーにするなど、総幅員37mの橋として建設され、足羽川の洪水からみんなの生命と財産を守り、今の基準にあった災害に強い橋・まちなみの景観に溶け込んだ美しい橋として生まれかわりました。

今後「しんばし」として利便性の向上・地域間交流の活性化は元より、広地域の人々をつなぐアクセス道路として活用される事でしょう。

(三橋 裕)

# 三径間連続一面吊り鋼斜張橋の耐震補強 —鶴見つばさ橋耐震性向上工事—

## Aseismic Reinforcement of 3-Span Continuous Single-Plane Suspension Cable-stayed Bridge - Aseismic Improvement of the Tsurumi Tsubasa Bridge -

栗 田 繁 実<sup>\*1</sup> 安 中 順 策<sup>\*2</sup> 藤 井 一 成<sup>\*3</sup>  
*Shigemi KURITA* *Jyunsaku ANNKA* *Kazunari FUJII*

小 林 智 則<sup>\*4</sup> 佐 藤 昌 義<sup>\*5</sup> 小 林 裕 輔<sup>\*6</sup>  
*Tomonori KOBAYASHI* *Masayoshi SATO* *Yusuke KOBAYASHI*

### Summary

The Tsurumi Tsubasa Bridge, which was opened in 1994, is Japan's largest single-plane suspension cable-stayed bridge. The aseismic design of the bridge is rated for Level 1 seismic ground motion, which is highly likely to occur within its service period. However, reviewing damage to bridges affected by the Great Hanshin Earthquake in 1995, we carried out aseismic reinforcement of the bridge to enable it to maintain a sound condition and allow use by vehicles as soon as possible after the bridge suffers damage in an earthquake, even at a seismic ground motion intensity of Level 2, which is less likely to occur within the service period. The present paper presents an outline of the reinforcement work as well as some devices applied to the project and a post-earthquake rehabilitation plan.

キーワード：長大橋 レベル 2 地震動 耐震補強 高周波コアドリル

### 1. はじめに

港湾部に位置する首都高速道路湾岸線の本牧ふ頭～空港中央間の16.4kmは、1994年12月21日に開通した路線であり、供用開始から約14年が経過している。その中の大黒ふ頭～東扇島間を結ぶ鶴見つばさ橋は、一面吊り斜張橋では日本最大の橋梁であり、建設当時、大黒ふ頭側については当社が設計、製作、施工を行っている。

耐震設計は、1977年以降に大黒ふ頭において観測された地震波をもとに、再現期間75年の想定地震レベルに修正して設計を実施しており、当時は大きな地震動に対して強度および機能上問題がないような設計が行われている。しかし、1995年の兵庫県南部地震では、当時の規定地震をはるかに上回る地震動となり、橋梁構造物も甚大な被害を受けた。そこで、鶴見つばさ橋についても、供用期間中に発生する確率は低いが、大きな地震動強度を持つレベル2地震動を考慮した耐震性の検討が行われている<sup>1), 2)</sup>。

今回補強を実施するにあたり、耐震評価として、上記の耐震性検討の入力地震波11波の中で、橋梁に最も影響を与える1波を選定して、複合非線形動的解析による

耐力照査を実施した。さらに、その中で、解析の妥当性と補強効果の確認を実施し、耐震補強の有効性の検証を行った<sup>3)</sup>。

本稿では、目標とする耐震性能及び耐震補強の概要について報告する。また、施工を円滑に進めるために実施した新たな取り組みなどについても報告する。

### 2. 鶴見つばさ橋の構造概要および設計思想

#### (1) 構造概要

図-1に鶴見つばさ橋の全体概要図を示す。鶴見つばさ橋は、中央径間510m、橋長1020m、橋幅38mの三径間連続鋼斜張橋であり、一面吊り斜張橋という特徴的な橋梁である。端部は中空RC橋脚、主塔はSRC橋脚、鋼殻、鋼製主塔で構成され、主桁は逆台形形状の5室偏平箱桁である。

端橋脚の支持構造は、鉛直支持及び橋軸方向はペンデル支承、橋軸直角方向は水平支承で構成されており、主塔部の支持構造は、橋軸方向は弾性支持である弾性拘束ケーブルとペーン型オイルダンパー、橋軸直角方向は水平支承、鉛直支持は鉛直支承から構成されている。また、

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全技術グループ

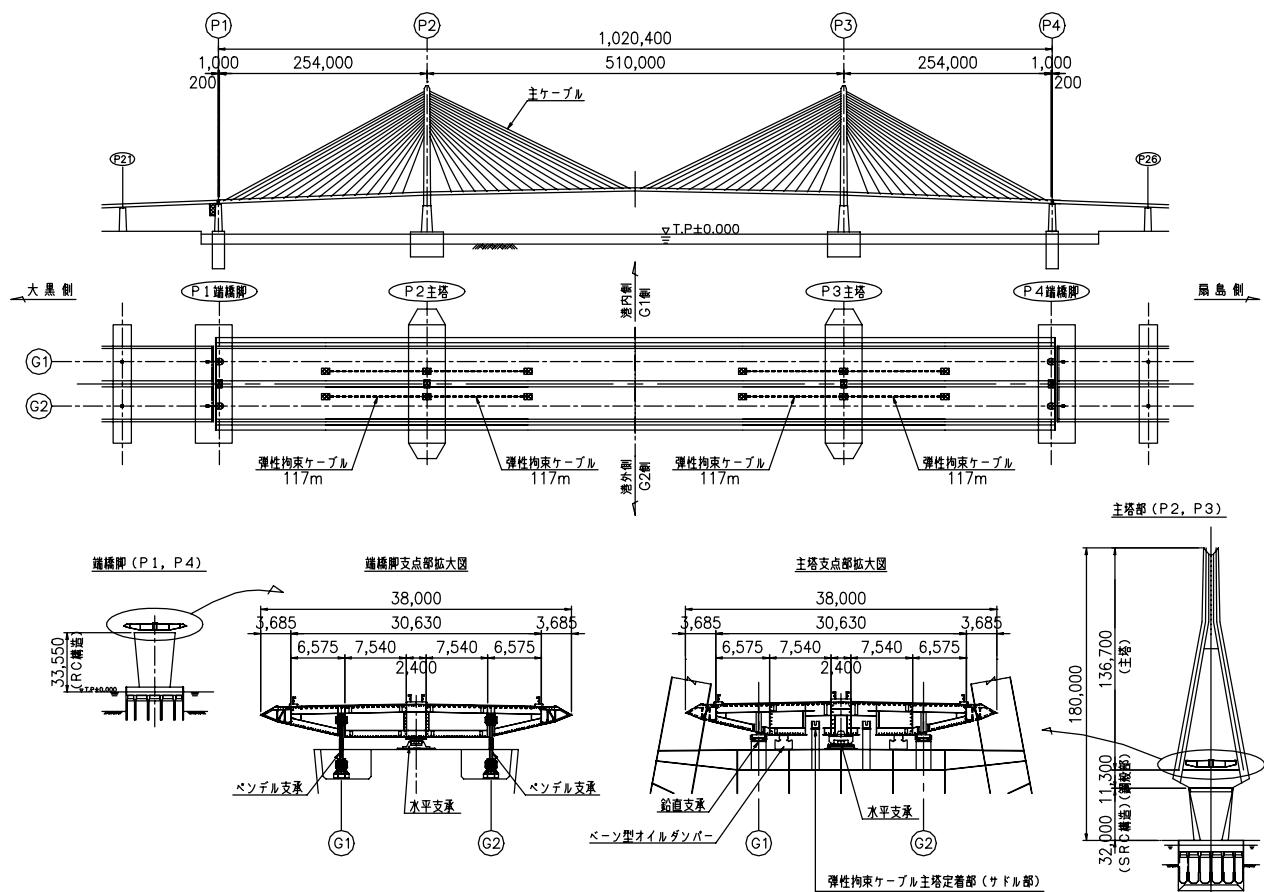
\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事部長（現場代理人）

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事計画部東京計画グループ

\*<sup>4</sup>(株)宮地鐵工所 工事本部工事部東京工事グループ

\*<sup>5</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全技術グループ課長

\*<sup>6</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部保全部課長



図一 鶴見つばさ橋全体概要図

主塔部に地震時変位抑制のために弾性拘束ケーブルとストッパーが設けられている。

## (2) 目標とする耐震性能

鶴見つばさ橋が目標とする耐震性能は、レベルⅡ地震によって生じる損傷が限定的なものにとどまり、最悪の事態である落橋や倒壊が起きないことを目標としている。損傷箇所とその状態によっては恒久的な補修に時間を要することも予想されるが、応急復旧により緊急車両等は地震後短時間で監視下のもと通行可能であり、一般交通も走行速度制限等を行うことにより、恒久的な補修を行いながらの走行が可能な損傷程度を想定している。

## (3) 耐震性能評価及び補強方針

これまで目標とする耐震性能を確認するため、橋梁全体系を対象とした非線形動的解析等を実施し、各構造要素の損傷を把握するとともに、損傷による連鎖現象を整理し、許容できる損傷と出来ない損傷に分類している。その際、損傷評価に用いた損傷評価は以下の指標で分類した。

レベルⅠ：降伏をわずかに超える塑性変形（軽微な損傷）

レベルⅡ：降伏を超えるが最大耐力に対して余裕がある場合（中程度の損傷）

レベルⅢ：降伏を大きく超え最大耐力付近まで塑性変形が生じている場合（重度な損傷）

各補強毎の損傷状況、補強方針、補強後の損傷状況を表-1に示す。このうち、重度な損傷は許容できない損傷と判定し、損傷レベルⅡ以下となるように耐震補強を行うこととした。

## 3. 詳細設計前における補強効果の検証解析

耐震補強設計を実施するにあたり、補強効果の検証を目的でファイバー要素を用いた橋梁全体モデルを作成し、複合非線形動的解析を実施している。解析の目的は、補強する構造部材及び補強しない構造部材において、補強後において想定された損傷レベルが変化しないか、また、橋梁全体系として安定し、耐震性能を満足しているかを検証した<sup>3)</sup>。その結果、補強後においても当初想定していた耐震性能が確保されていることが明らかとなっている。

表一 鶴見つばさ橋の補強前後の損傷状態と耐震

対象とする構造部位	方向判定値	補強前の損傷状況	既設損傷レベル	補強方針	補強後の損傷状況
主桁	橋直方向 部材断面力	主桁の外ウェブが降伏する。	II	不要	ケーブル定着部の中ウェブは弾性域である。よって主桁の一部塑性化を許容する。
主塔 (SRC構造)	橋軸方向 せん断応力	中空SRC構造部他のせん断耐力を超過する。	III	補強	せん断力が不足しているため、炭素繊維シートを巻き立てる補強を行う。
端橋脚 (RC構造)	橋直方向 曲率	塑性変形が生じる。	II	不要	降伏を超えるが許容塑性率以内である。
端橋脚 ペンデル支承	橋軸方向 移動量	ペンデル支承の可能移動量を超過する。	III	補強	橋軸方向の変位に対応するよう下フランジの開口を大きくする。
端橋脚 水平支承	橋軸方向 移動量	水平支承の可能移動量を超過する。	III	補強	水平支承のガイドレール延長を行う。
	橋直方向 水平力	水平支承の耐力を超過する。	III	補強	水平支承のみでは水平力に対して耐力不足であるため部材の一部を交換する。
主塔 鉛直支承	橋軸方向 移動量	鉛直支承の可能移動量を超過する。	II	不要	鉛直支承が損傷しても橋梁全体系としては安定している。
主塔 水平支承	橋軸方向 移動量	水平支承の可能移動量を超過する。	III	補強	橋軸方向の変位に対応するよう水平支承のガイドレールの延長を行う。
	橋直方向 水平力	水平支承の降伏耐力を超過する。	II	不要	破断耐力に対しては十分安全であるため許容する。
ペーン型 オイルダンパー	橋軸方向 速度	ペーン型オイルダンパーに100kineを超える相対速度が作用し、地震動の初期にダンパーとしての機能を喪失する。	III	不要	設計時に想定した性能をはるかに超えるため、レベル2地震に対してはその機能を期待しない。
ストッパー	橋軸方向 移動量	主塔と主桁の衝突によりストッパーの耐力を超過する。	III	補強	ストッパーの損傷に伴う他部位への影響に対して検討し、ストッパーを撤去する。
ケーブル	橋軸方向 張力	最下段ケーブルに張力抜けが生じる。	I	不要	張力抜けに伴いケーブル脱落が発生しないように脱落防止構造の確認を行う。
弹性拘束 ケーブル	橋軸方向 張力	弹性拘束ケーブルに降伏を超える軸力が発生する。	II	不要	破断耐力に対しては十分安全であるため許容する。
弹性拘束 ケーブル 定着部	橋軸方向 張力	弹性拘束ケーブルの主塔側定着部、主桁側定着部の耐力を超過する。	III	補強	主塔側定着部、主桁側定着部共に耐力不足であるため補強を行う。
桁端部	橋軸方向 移動量	橋軸方向に桁端が大きく変位するため、隣接橋に衝突し、隣接橋に大きな影響を与える。	III	補強	鶴見つばさ橋の桁端変位量を考慮した隣接橋の落橋防止対策を行う。
段差防止装置を設置することで隣接橋は落橋を回避した。					

#### 4. 耐震補強構造

今回実施する耐震補強設計は、先ほど述べた耐震性能を満足させるため、許容できない損傷が生じる構造部位に対して許容できると判断された損傷（レベルII以下）にとどめることである。

各構造部位の詳細設計においては、降伏耐力を目指す構造部材と降伏耐力は超えるが最大耐力に対して余裕のある部材を考慮して詳細設計を実施している。以下に今回実施した各構造部材の耐震補強概要を述べる。

- (1) 端橋脚 隣接橋の落橋防止システム
- (2) 端橋脚 水平支承
- (3) 端橋脚 ペンデル支承

#### (4) 主塔部 水平支承

#### (5) 弹性拘束ケーブル定着部（主桁部、主塔部）

#### (6) 橋軸方向ストッパー

なお、補強が必要な構造要素のうち、主塔部SRC構造のせん断補強は、せん断耐力不足を補う目的で炭素繊維シートによる巻き立て補強を実施しているが、詳細設計及び施工を当社で実施していないため、詳細な説明から除く。

#### (1) 端橋脚 隣接橋の落橋防止システム

レベル2地震時における鶴見つばさ橋の橋軸方向の桁端変位は、隣接橋との遊間量を超えることから隣接橋を押し出すように衝突し、隣接橋が支承より逸脱して落橋

する可能性がある。隣接橋は三径間連続鋼床版二主箱桁橋であり、鶴見つばさ橋の端橋脚上に設置されているピボット支承（可動、支承高さ 1100mm）が逸脱した場合は、路面に大きな段差を生じる可能性がある。そこで、震災後の緊急車両の走向を確保するために、隣接橋の落橋防止システムとして遊間 50mm の段差防止装置を設けることとした。

検討当初は、鶴見つばさ橋によって押出される橋軸方向移動のみに着目して計画を行っていたが、レベル 2 地震時には鶴見つばさ橋だけではなく隣接橋自身も移動することから、段差防止装置が補える移動範囲を隣接橋自身が移動する範囲（橋軸、直角両方向）まで許容できる段差防止装置とした。その結果、橋脚前面のみの緑端拡幅では移動範囲を補うことが出来なくなり、橋軸直角方向へも緑端拡幅を実施する必要性が生じた。当初計画していた緑端拡幅構造は鋼製ブリケットであるが、三次元的に変化する端橋脚側面形状を鋼製構造で再現することは困難であるという判断から、緑端拡幅については、コンクリート製構造に変更を行っている。また、隣接橋支

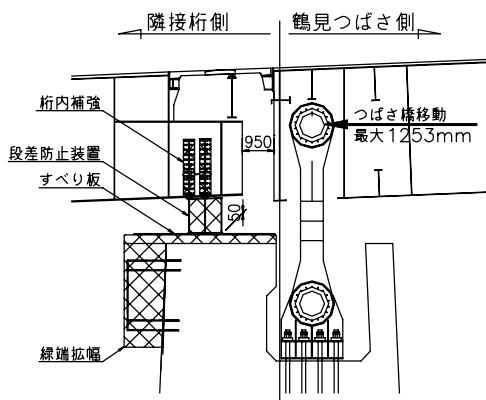


図-2 段差防止装置の構造概要



写真-1 緑端拡幅配筋状況

承が逸脱して段差防止装置が橋脚天端に落下した後も、隣接橋は移動することから、端橋脚天端にすべり板を設置して移動時の摩擦係数低減を図っている。図-2に構造概要図、写真-1に緑端拡幅配筋状況の写真を示す。

ここで、コンクリート製緑端拡幅は、既設橋脚との定着のため鉄筋 1440 本を差し込む。通常、既設コンクリート構造への穿孔は、ダイヤモンドコアドリルを使用して行うが、内部の鉄筋状況は不明確であり、鉄筋を切断しないように施工するには、職人の感覚に頼って行っていた。しかし、職人の感覚では限界がある。そこで、機械的に内在物にあたると機械を停止させる機能を有する高周波コアドリルを使用して施工を行っている。高周波コアドリルについては、その機能を確認する目的で施工試験を実施しており、この結果について後述する。

## (2) 端橋脚 水平支承

### 1) 橋軸方向移動量に対する補強

端橋脚に設置されている水平支承は、橋軸方向には可動、橋軸直角方向にはヒンジとして設計されており、橋軸直角方向に作用する地震荷重や風荷重等に対して抵抗する構造部材である。耐震性確認の結果、レベル 2 地震時に水平支承は橋軸方向移動可能量を超過することが明らかとなっており、その結果、上下支承が外れる可能性がある。そのため、ガイドレールを延長して、橋軸方向の移動可能量を確保することとした。

増設ガイド部材は、最大移動時における上沓衝突部の面積分の荷重を分担して受け持つものとして、既設ガイド部材と同様な構造として設計を行っている。しかし、既設ガイド部材は、RC構造に  $\phi$  160 のアンカーボルトで固定されているが、RC構造へ穿孔などを考慮すると、同等のアンカーボルトを使用して固定することは困難であることから、延長ガイド部材は、溶接にてベースプレートに固定し、増設ベースプレートを細径のアンカーボルト

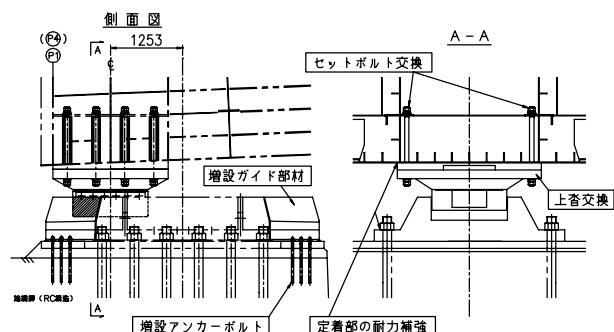


図-3 端橋脚水平支承補強概要図

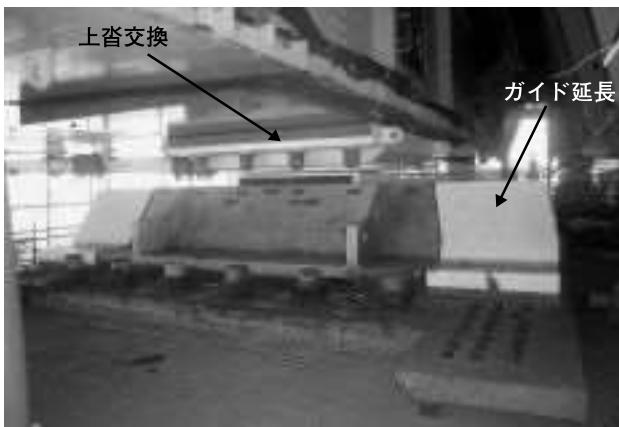


写真-2 端橋脚水平支承

でRC構造に固定することで荷重伝達を行っている。図-3に補強概略図、写真-2に設置後の写真を示す。

#### 2) 橋軸直角方向作用水平力に対する補強

レベル2地震時における橋軸直角方向作用水平力は、端橋脚水平支承の終局耐力を超過する。そのため支承の耐力向上を行うこととした。しかし、現場の制約条件により抵抗断面の増加は不可能であるため、既設支承の材質(SCW49)を鋳鋼品では限界であるSCW550へ材質アップすることで、耐力向上を行った。

また、支承を固定する定着構造（セットボルト及びボルト定着部、溶接部等）は、支承本体以上の耐力を有していないければならず、降伏耐力以上の耐力となるように材質アップ、増盛溶接等の補強を実施した。

#### (3) 端橋脚 ペンデル支承

端橋脚に設置しているペンドル支承は、桁端部の鉛直力に抵抗する部材であり、橋軸方向は可動の状態である。耐震性確認の結果、橋軸方向の桁端変位により、主桁下

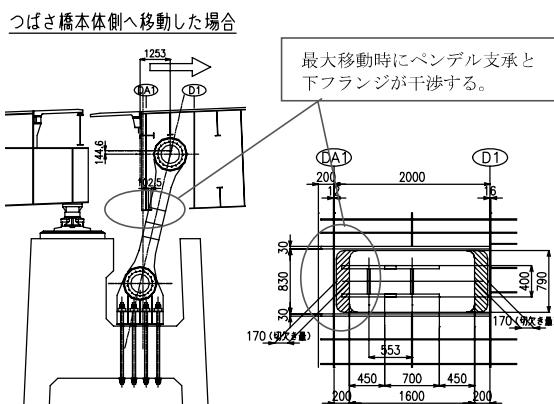


図-4 ペンドル支承補強図

フランジとペンドル支承が衝突し、ペンドル支承が損傷することが判明したため、図-4に示すように、主桁下フランジの開口を拡大する対策を実施している。

#### (4) 主塔部 水平支承

##### 1) 橋軸方向移動量に対する補強

主塔部の水平支承は、端橋脚の水平支承と同様に橋軸方向には可動、橋軸直角方向にはヒンジとして橋軸直角方向に作用する荷重に抵抗する構造部材であり、耐震性確認の結果、レベル2地震時に水平支承は橋軸方向移動可能量を超過することが明らかとなっている。そのため、ガイドレールを延長して橋軸方向の移動可能量を確保する補強を実施している。

設計荷重は、最大移動時における下部衝突部の面積分の水平力を分担して受け持つものとしており、既設ガイド部材と同様な構造として設計を行っている。図-5に補強概略図、写真-3に補強後の写真を示す。

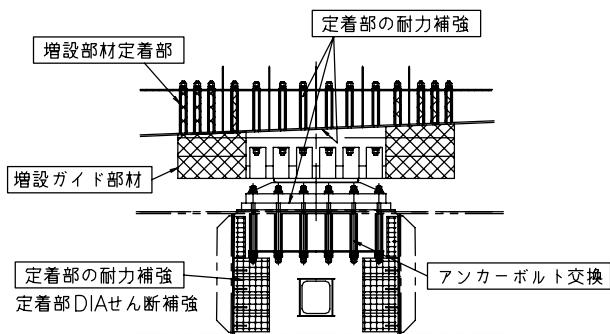


図-5 主塔部水平支承補強概要図



写真-3 主塔水平支承

##### 2) 橋軸直角方向水平力に対する補強

主塔部水平支承は、レベル2地震時における橋軸直角方向作用水平力に対して降伏耐力は超過するが終局耐力

に対しては余裕があり、橋梁全体として安定している。従って補強は実施しない。しかし、支承を固定する定着構造（セットボルト、アンカーボルト及びそれらボルトの定着部、溶接部等）は、支承本体以上の耐力を有していないければならず、降伏耐力以上の耐力となるように材質アップ、増盛溶接、当て板補強等を実施した。

### (5) 弾性拘束ケーブル定着部（主桁部、主塔部）

橋軸方向の弾性支持構造として採用されている弾性拘束ケーブルは、レベル2地震時に橋軸方向に大きな変位を生じ、弾性拘束ケーブルに降伏耐力を超える張力が発生するが、破断耐力に対しては、十分安全である。しかし、ケーブル定着部である主桁部の縦シャイベ構造及び主塔部の定着サドル部は、地震時に作用するケーブル張力によって大きな損傷が生じることが判明している。定着部が損傷すると、ケーブル張力に対する支持機能が失われるため、定着部の補強を行った。

補強設計は、ケーブルより作用する力に対し、定着部が降伏以下となるように、主桁部は図-6のような補強構造とし、主塔サドル部は鋼製フレームにて補強する構造（図-7）とした。主桁部の補強においては、弾性拘束ケーブルの軸力を一時的にジャッキで受け換えて施工



写真-4 サドル補強状況

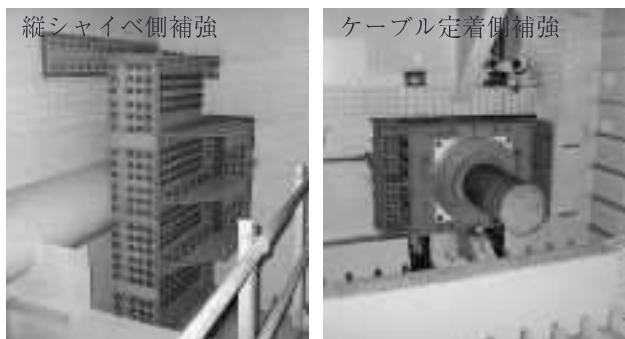


写真-5 縦シャイベ補強状況

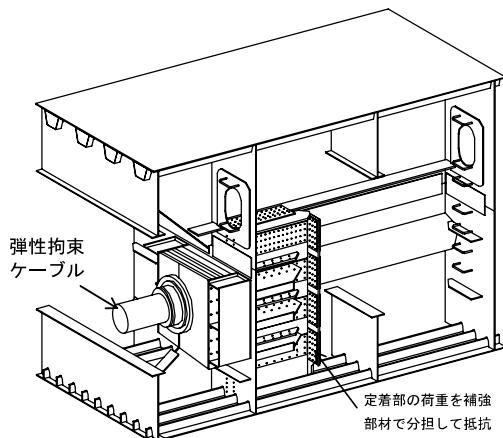


図-6 縦シャイベ部補強図

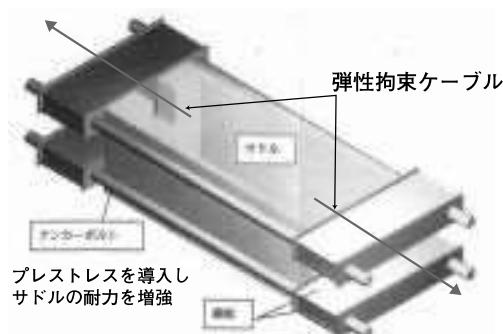


図-7 サドル部補強図

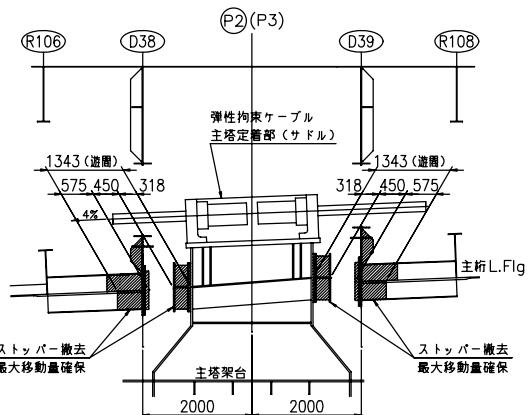


図-8 スッパー撤去、下フランジ開口部拡大構造概要



写真-6 下フランジ開口部拡大状況

を実施した。写真一4、写真一5に補強後の写真を示す。

#### (6) 橋軸方向ストッパー

橋軸方向ストッパーは、レベル2地震時に衝突し、ストッパーの耐力を超える衝撃力が作用する。主塔側の衝突部は、弾性拘束ケーブル定着部と一体の構造であり、損傷の許されない箇所である。さらに、橋梁全体の移動量をこのストッパーで制約することは困難である。従って、橋軸方向の移動には制限を設けないこととし、ストッパーの撤去及び橋軸方向の最大移動量を確保する補強を実施した。図一8に構造概要図、写真一6に施工後の状況写真を示す。

### 5. 高周波コアドリルの採用

既設コンクリート橋脚にアンカーや鉄筋などを定着させるため、通常は、ダイヤモンドコアドリルを使用して穿孔し、樹脂やモルタルで定着を行う。コンクリートと鉄では硬度が異なるため、穿孔を行っている際の感覚で鉄筋などに当っていることは分かるが、あくまでも人の感覚であり、過去に主鉄筋などを切断してしまっている事例も発見されている。そこで、鶴見つばさ橋では、所定の硬度以上の物体に当たった場合に自動的に穿孔をストップする機能を有する高周波コアドリルを使用した。

#### (1) 高周波コアドリルの特徴

高周波コアドリルは、従来のコアドリルに比べ、穿孔速度を上げ、かつ、低騒音、低振動を実現させるコアドリルとして開発された穿孔機械である。

基本的な構造は、従来のコアドリルと同様であるが、従来のコアドリルが低回転（150～800回転）高トルクで穿孔するのに対して、高周波コアドリルは、高回転（3000～8000回転）低トルクで穿孔する点が大きく異なる。高回転で穿孔作業を行うことで、コア径Φ25mmの場合、従来の3倍以上の速度で穿孔可能である。

また、安全性を確保する目的でコンピューター制御により、コア刃先端がコンクリート以上の硬いものに当たり、機械に一定以上の負荷がかかった時に、その回転をストップさせる機能が搭載されている。結果的に、鉄筋に接触すると機械が停止し、鉄筋を切断しないという施工が実現できた。

#### (2) 施工状況

写真一7に施工時の写真を示す。ハンドタイプでの穿孔が可能であり、速度も速く施工性に優れた機械である。



写真一7 高周波コアドリル施工状況

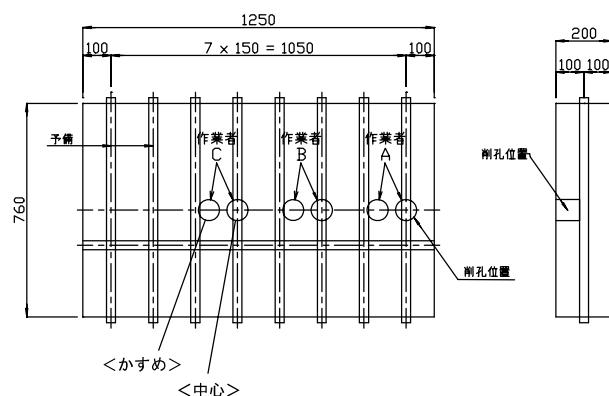
#### (3) 施工試験について

高周波コアドリルは、鉄筋を切断せずにコア穿孔が可能であるのか、また、作業者の技量・熟練度により違いがないかを確認する目的で施工試験を実施した。

##### 1) 試験方法

図一9に示す形状で、鶴見つばさ橋の端橋脚と同様のコンクリート強度（30N/mm<sup>2</sup>）を有する試験体を、鉄筋D25、D32を入れ二体製作した。これは、実際の穿孔位置に配置されている主鉄筋とスターラップの鉄筋径を再現している。穿孔径は実際に施工する最大孔径のΦ75を使用する。

穿孔方法としては、任意の作業者が各試験体に二本穿孔を行う。一本は、円の中心に鉄筋が来るよう穿孔し、もう一本は、鉄との接触面積が小さい場合を想定して、5mm程度かずめるように穿孔を行った。



図一9 高周波コアドリル施工試験体

## 2) 試験状況

写真一8に施工試験の状況を示す。試験中は、作業者の違いにかかわらず、鉄筋に当ったと思われる段階で一様にドリルが停止し、作業者が異なっていても機械が自動的に止まることができた。



写真一8 施工試験状況

## 3) 考察

施工試験により、高周波コアドリルは、鉄筋などの内在物に当った場合、作業者の熟練度に関係なく機械的に穿孔やめる機能を有していることが確認できた。また、穿孔作業速度が速く、現場作業時間の短縮にも繋がることが分かった。

## 7. おわりに

今回報告した補強により、鶴見つばさ橋は、レベル2地震動に対して目標とする耐震性能が確保された。各補強部位の詳細設計は、当初想定した補強のシナリオを満足させるように実施しているが、隣接橋段差防止装置で示したように、鶴見つばさ橋のレベル2地震時挙動に加

えて、周辺の地震時状況も想定して設計を行っている。また、実際に施工を行う状況を想定し、荷運びや設置が可能な部材重量や大きさの制限、現場溶接や塗装作業に配慮した構造に気を配り、補強部材の細部構造を決定している。

現在、設計された構造が形となり、端橋脚及び主塔部の水平支承補強、ストッパーの撤去、弾性拘束ケーブルの定着部補強等を終え、補強工事が完了に向かいつつある。引き続き、安全に配慮しつつ工事を完成させたい。

最後に、本工事の設計、施工を行うにあたり、首都高速道路株式会社神奈川管理局をはじめ多くの関係者の方にご指導を賜りました。また、株式会社ミスミ特殊においては、高周波コアドリルという新たな技術の提案を頂き、大変感謝しております。誌面を借りてこれらの関係各位に厚く御礼を申し上げます。

## <参考文献>

- 1) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 首都高速道路における長大橋耐震補強の基本方針と入力地震動, 土木学会論文集No.794/I-72, pp.1-19, 2005.7.
- 2) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集No.801/I-73, pp.1-20, 2005.10.
- 3) 永谷秀樹, 栗田繁実, 小林裕輔, 佐藤昌義: 耐震補強した三径間連続1面吊り斜張橋の複合非線動的解析(鶴見つばさ橋), 宮地技報No23, 2008.3.

2008.2.1 受付

## グラビア写真説明

### 第502工区（野多目）高架橋上下部工（鋼橋）新設工事（その4）

福岡市南西部は鉄軌道系の大量交通機関が整備されておらず交通渋滞が恒常に生じており、その緩和策として福岡高速5号線（外環状線。月隈JCT～福重JCT 延長18.1km）の計画が持ち上がり、現在月隈JCT～堤間10kmが供用されています。本橋は同路線の2工区（野多目～堤4.4km）の中に架かっており、平成18年3月末に供用され、渋滞緩和に大いに役立っています。本橋のタイプは連続合成開断面箱桁橋で従来の箱桁と比べ主桁重量、材片数が減って工事費が大幅に縮減されているし、床版は合成床版を採用又維持管理コストを減らす為に亜鉛アルミニウム金属溶射が採用されました。

(田中 輝)

# 耐震補強した三径間連続1面吊り斜張橋の複合非線形動的解析（鶴見つばさ橋）

## Composite Nonlinear Dynamic Analysis of 3-Span Continuous Single-Plane Suspension Cable-Stayed Bridge after Aseismic Reinforcement (Tsurumi Tsubasa Bridge)

永 谷 秀 樹<sup>\*1</sup> 栗 田 繁 実<sup>\*2</sup> 小 林 裕 輔<sup>\*3</sup> 佐 藤 昌 義<sup>\*4</sup>  
Hideki NAGATANI Shigemi KURITA Yusuke KOBAYASHI Masayoshi SATO

### Summary

After an extensive review of the aseismic design standard after the south Hyogo-Ken-Nanbu earthquake, an earthquake resistance evaluation and aseismic reinforcement plan for level 2 earthquake motion were applied to Tsurumi Tsubasa Bridge<sup>1,2)</sup>. In conducting this aseismic reinforcement, we prepared an overall system analytical model for the bridge, reflecting the strength properties of the reinforced structural members, using a fiber element, in order to verify the effect of the aseismic reinforcement, and conducted composite nonlinear dynamic analysis. This paper reports the outline and analysis results.

キーワード：耐震補強 斜張橋 ファイバー要素 複合非線形動的解析

### 1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震による橋梁構造物等への被害は、当初想定されたレベルをはるかに超えるものであった。これらの被害を受け、首都高速道路株式会社においては、供用期間中に発生する確率が低いが当該地点において考えられる最大級の強度をもつ地震動（以後レベル2地震動と呼ぶ）に対して、損傷を受けても落橋や倒壊をしないことを目標に構造物の安全性強化が図られている。

首都高速道路の中で代表出来な吊り構造形式の長大橋である鶴見つばさ橋、レインボーブリッジ、横浜ベイブリッジの3橋については、レベル2地震動による損傷を、各構造要素における非線形動的解析による応答値と耐力、変形性能との比較より推定し、許容できる損傷と許容できない損傷に分類して、許容できない損傷に対して補強計画を策定している。

この計画を受け、当社では、鶴見つばさ橋の耐震補強を実施するにあたり、補強計画で事前に想定された耐震性能が、補強を実施した後にも確保されていることを確認する必要があった。そこで、橋梁全体系に対してファイバー要素を用いた複合非線形動的解析を実施し、耐震補強効果の検証と補強後の耐震性能評価を行っている。本稿では、この複合非線形動的解析の概要および解析結果について報告する。

### 2. 解析概要

#### (1) 解析目的

鶴見つばさ橋は、その耐震性検討<sup>1), 2)</sup>の中で、損傷シナリオの策定と補強検討が実施され、補強を実施する構造要素が表-1に示すように決定された。この補強された構造要素の中で、耐力特性が変化するのはSRC橋脚のみである。

表-1 補強された構造要素と耐力特性の変化

補強した構造要素	耐力特性の変化
弾性拘束ケーブル(定着部) 水平支承 ペンドル支承	変化しない
SRC橋脚	変化する

本耐震補強工事の実施設計（以下、工事実施設計と略す）における解析では、上記のSRC橋脚の補強後の耐力特性変化を解析に反映し、補強効果として以下の確認を行うことを目的とする。

- ① 補強する構造要素が耐震性能を満足していること（応答値が補強計画の想定値より小さい）。
- ② 補強しない構造要素に対して、応答値が想定以上に大きくなるような影響がないこと。
- ③ 橋梁全体として損傷シナリオに変化がないこと。

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全技術グループ

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部保全部課長

\*<sup>4</sup>(株)宮地鐵工所 技術本部保全部保全技術グループ課長

## (2) 解析の全体フローチャート

工事実施設計における複合非線形動的解析の解析手順としては、まず、適用可能な解析コードの選定を行う。次に、解析モデルの妥当性、解析コードの適用性の検証を目的として補強前の構造系に対して解析を行い、耐震性検討の解析結果との比較検討を実施する（キャリブレーション解析）。この比較検討により妥当性が確認された解析モデルに対して、補強後の部材特性をモデル化して解析を実施し、補強効果の確認を行う（補強後解析）。

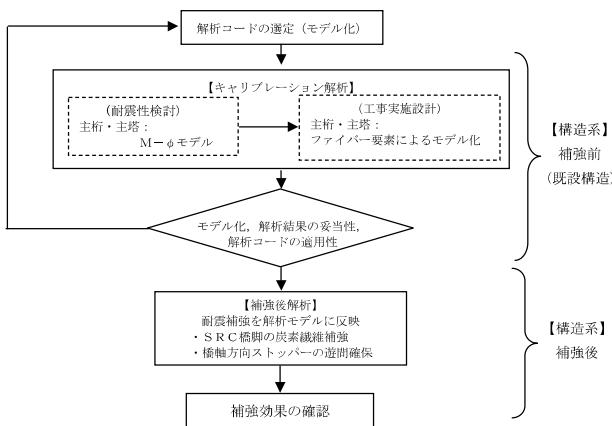


図-1 解析全体フローチャート

## 3. 解析モデル

### (1) 解析コードと解析モデル

耐震性検討ではTDAPⅢを解析コードとして適用しており、軸力変動の影響をうける主桁・主塔にM-φモデルを使用した複合非線形解析（幾何学非線形性は線形化有限変位による）を行っていた。一方、工事実施設計では解析精度の向上等からファイバー要素を使用した複合

非線形解析を行う必要があった。そこで、ケーブルプレストレスを考慮してファイバー要素への初期応力を設定が可能であり、限られた設計期間に効率的に解析が実施可能との判断から、解析コードにはEPASS/USSPを適用している。

耐震性検討と工事実施設計において実施したキャリブレーション解析および補強後解析における各構造要素のモデル化の比較を表-2に示す。また、図-2に解析モデルを示す。耐震性検討における解析モデルに対して、工事実施設計で変更した主な事項は以下の通りである。

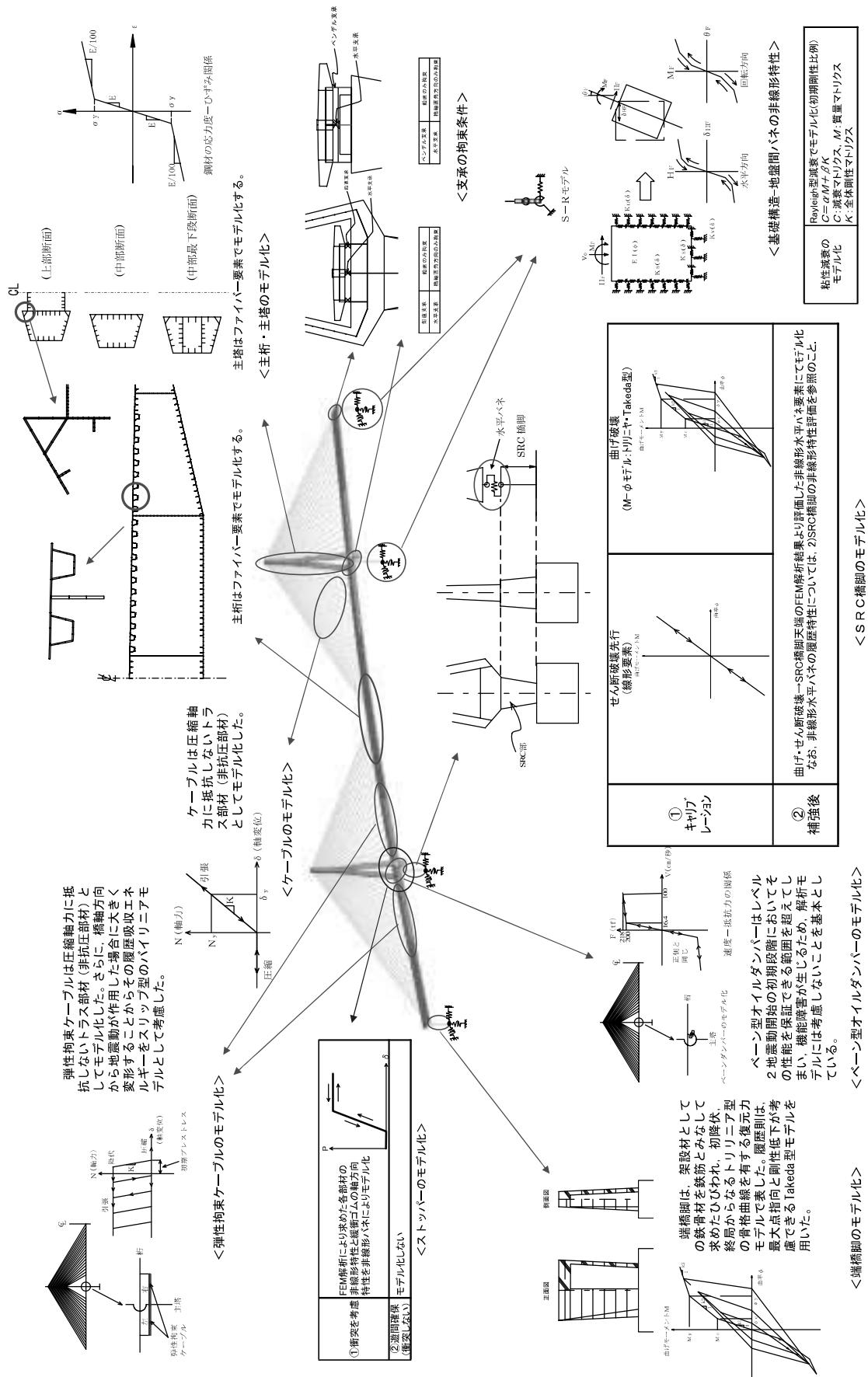
- ① 主桁・主塔は、塑性化による剛性変化をより詳細にモデル化するため、ファイバー要素を用いてモデル化。
- ② SRC橋脚は、別途実施されたコンクリート構造を対象とした専用解析コード（WCOMD）によるFEM解析結果より、橋軸方向の破壊形態としてせん断破壊、曲げ破壊の両者が発生する可能性があるため、以下の2種類のモデル化を実施。  
せん断破壊：エネルギー吸収を考慮しない線形部材としてモデル化  
曲げ破壊：非線形特性をFEM解析結果の荷重-変位関係と等価な非線形バネとしてモデル化
- ③ 橋軸方向ストッパーは、最大移動量を確保するため撤去されることから、モデル化を行わないことを基本とする。ただし、ストッパー以外の箇所が衝突する事態も想定し、ストッパーをモデル化した解析も実施する。

### (2) SRC橋脚の非線形特性評価

既設構造の耐震性の評価において、主塔部SRC橋脚は、

表-2 解析コードと解析モデルの比較

解析タイプ	①耐震性検討		②工事実施設計				
	(補強方針決定、補強構造検討)		(補強効果確認、補強構造詳細設計)				
解析コード	TDAPⅢ		EPASS/USSP				
	(線形化有限変位解析)		(有限変位解析)				
非線形特性モデル							
構造要素		キャリブレーション		補強後			
主塔		M-φモデル(トリニア型)		ファイバー要素			
主桁		M-φモデル(トリニア型)		ファイバー要素			
端橋脚	RC構造	M-φモデル(Takeda型)					
主塔橋脚	SRC構造	橋軸方向	せん断破壊先行とし線形部材				
		橋直方向	M-φモデル(Takeda型)				
ケーブル							
弾性拘束ケーブル		圧縮に抵抗できない、スリップ型のバイリニヤモデル					
橋軸方向ストッパー		非線形弾性バネ		①モデル化しない ②非線形弾性バネ			
ペーン型ダンパー		レベル2地震動では早期に機能が失われるため、ペーン型ダンパーを無視		非線形バネ(S-Rモデル)			
基礎構造一周辺地盤系							



## 耐震補強した三径間連続1面吊り斜張橋の複合非線形動的解析（鶴見つばさ橋）

レベル2地震動により応答せん断力がせん断耐力を超え、せん断破壊が先行することが判っている。そのため、せん断耐力増加のために炭素繊維シート巻き立て工法による補強を行う。

このSRC橋脚は8角形2室中空断面SRC構造で構成されており、橋脚高さ方向に断面形状が変化する極めて複雑な構造である。そのため、せん断耐力評価の妥当性と炭素繊維シートの補強効果を確認するため、1/10模型を用いた正負交番載荷試験を実施している<sup>3)</sup>。さらに、WCOMDを用いたFEM解析を実施し、解析結果と実験結果との整合性が確認された解析モデルにより実構造物の耐力特性の評価解析を行っている。

補強後の構造での非線形動的解析においては、この解析結果の荷重一変位関係と等価となる非線形水平バネを用いて図-3に示すようにモデル化を行っている。また、図-4にこの非線形バネの履歴特性を示している。ここで、橋軸方向においては、一般的なRC橋脚の曲げ破壊に対して適用されるトリリニヤ型のTakedaモデルを適用し、除荷勾配 $K_r$ は最大変形 $\delta_m$ の関数として次式により定義する。

$$K_r = \frac{P_c + P_y}{\delta_c + \delta_y} \left| \frac{\delta_m}{\delta_y} \right|^{-0.5}$$

橋軸直角方向に対しては、骨格曲線はトリリニヤ型とし、除荷時に原点指向の特性を有する履歴モデルとしている。

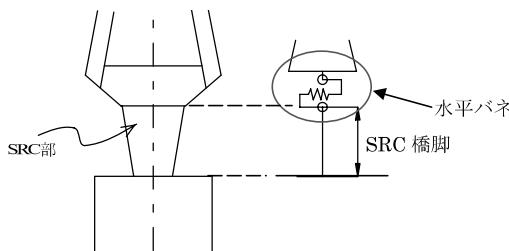


図-3 主塔SRC橋脚のモデル化

#### 4. 入力地震波

鶴見つばさ橋の非線形動的解析において作用させるレベル2地震動の入力地震波は、耐震性検討において以下の11波が選定された。

- ・プレート境界における大規模な地震動

震源断層モデルから推定した長周期地震動：5波

長周期地震動に短期補正した地震動：5波

- ・陸域の浅いところで発生する地震動

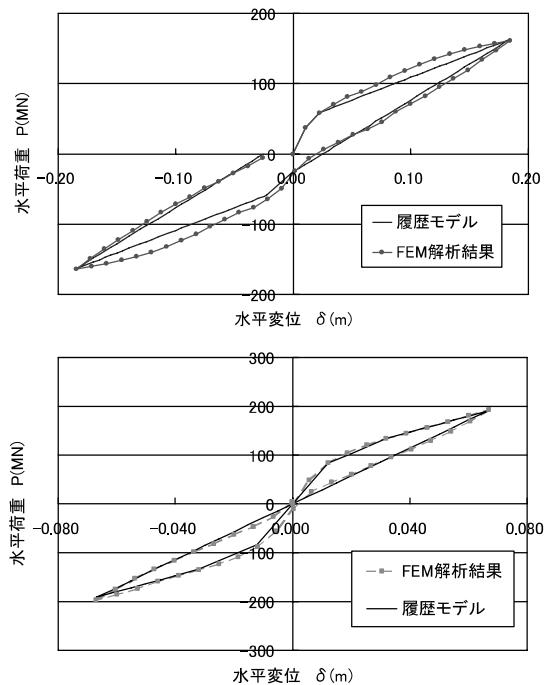


図-4 主塔SRC橋脚水平バネの履歴特性

道路橋示方書に対応する標準加速度波形

(II-III-2) : 1波

これに対して、工事実施設計においては、耐震性検討成果を踏まえ以下の理由により、入力地震波としてレベル2地震動・タイプII(Ⅲ種地盤)の道路橋示方書に対応する標準波形であるII-III-2の1波のみを用いている。

- ① 平成14年度報告書では、各地震動に対する応答値の比較より、全ての補強対象の設計応答値が最大となる地震波は道路橋示方書に対応する標準波形のII-III-2である。
- ② 固有値解析結果より、補強後の固有周期は平成14年度報告書とほぼ一致しているため、橋梁全体としての振動特性も変化せず同様と考えられる。

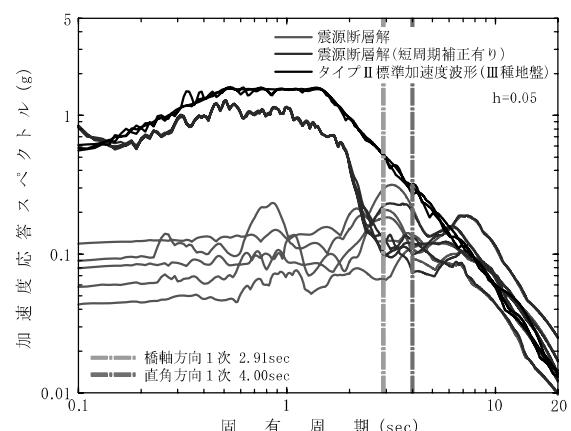


図-5 入力地震波の加速度応答スペクトル

図-5に上記の入力地震動に対する加速度応答スペクトルと、鶴見つばさ橋の橋軸、橋軸直角方向の主たる振動モードの固有周期を示す。この図に示すように、各振動モードの固有周期において道路橋示方書に対応する標準波形のⅡ-Ⅲ-2が最大応答となることが分かる。

## 5. 解析手順

解析手順は図-6に示す通りである。Rayleigh型減衰については、耐震性検討と同様に、ひずみエネルギー比例減衰法によりモード減衰定数を求め、Rayleigh型減衰でモデル化される減衰効果が、ひずみエネルギー比例減衰法より求められるモード減衰定数と等価となるよう、係数 $\alpha$ 、 $\beta$ を最小二乗法により求めた<sup>4)</sup>。

## 6. キャリブレーション解析

### (1) 固有値解析

固有値解析結果より、橋軸、橋軸直角方向およびねじりに対する主要な振動モードを選定し、各振動モードに対する固有周期、有効質量比、振動モード図に対する耐震性検討と工事実施設計の比較を図-7に示す。

ここで、固有周期は、耐震性検討と工事実施設計の差

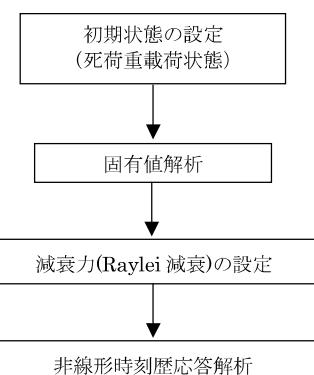


図-6 解析手順

が最大で2%以下（主桁曲げ対称1次モード）であり、良く一致している。また、有効質量比においても両者の差は非常に小さく良く一致している。

### (2) 時刻歴応答解析結果

耐震性検討と工事実施設計について、主要構造要素における最大応答値の比較を表-3に示す。両者の解析結果は、その差が±3%以下と良く一致している。また、図-8に示す主要構造要素の時刻歴応答においても両者はよく一致している。

ただし、工事実施設計では、ファイバー要素を用いて主桁、主塔を詳細にモデル化するため、M-φモデルに

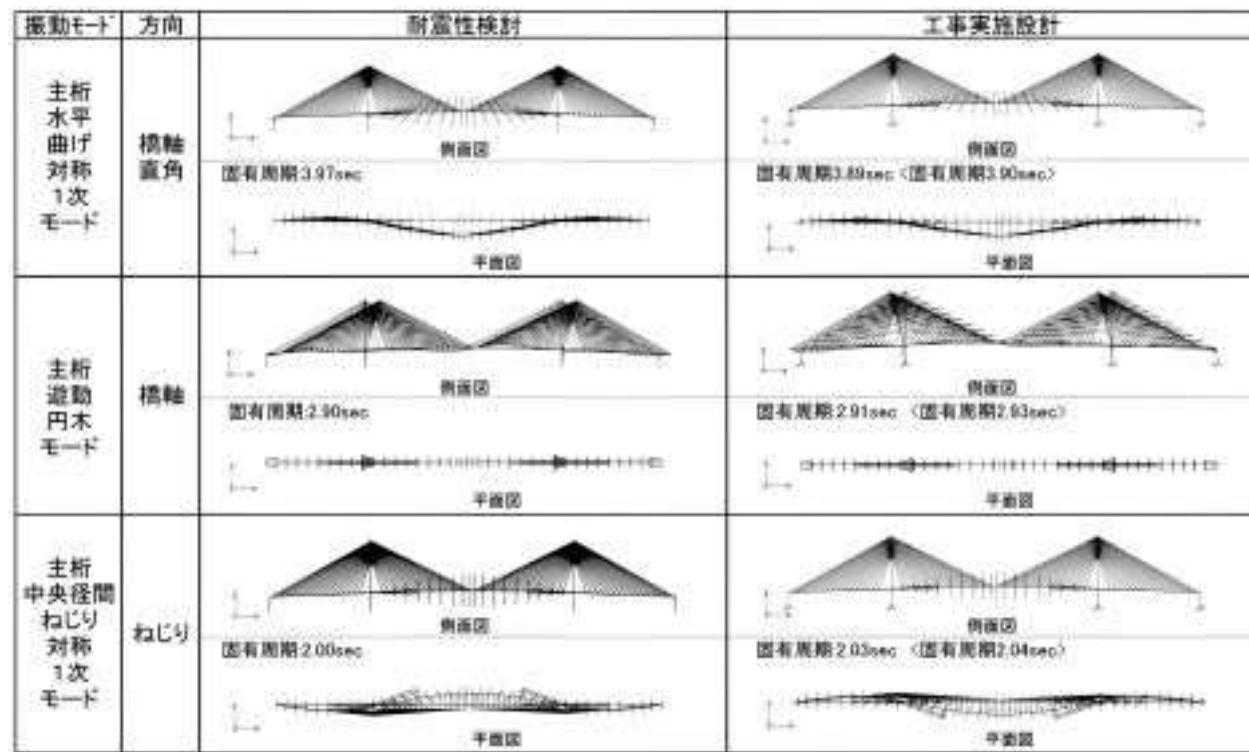


図-7 主要な振動モードにおける固有周期と有効質量比の比較

対して剛性が高く評価される傾向があり、初期剛性においても平均で4%程度剛性が高くなっている。しかし、今回の解析においては、主塔は弾性範囲に留まり、主桁の塑性化も部分的に小さいことから、両解析結果の差是非常に小さい。

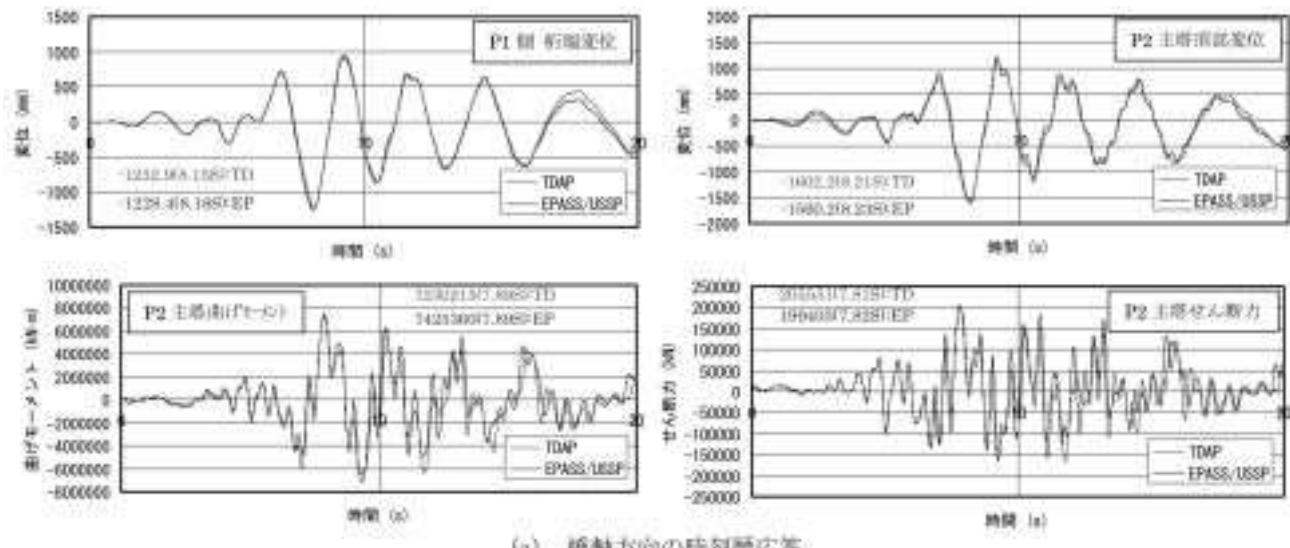
### (3) 考察

両者の固有周期が一致することから、解析モデルの初期剛性、質量の設定は妥当であると判断される。

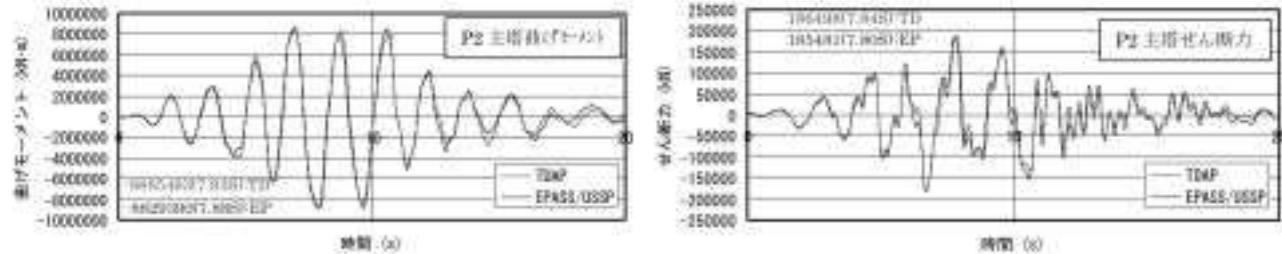
また、解析モデル、解析コードの異なる両者の非線形動的解析結果において、固有値解析も含め両者の解析結果はよく一致していることから、耐震性検討および工事実施設計に対して、解析モデルおよび解析結果（解析コードの適用性）についての妥当性が確認された。

表一 3 時刻歴応答解析における最大応答値の比較

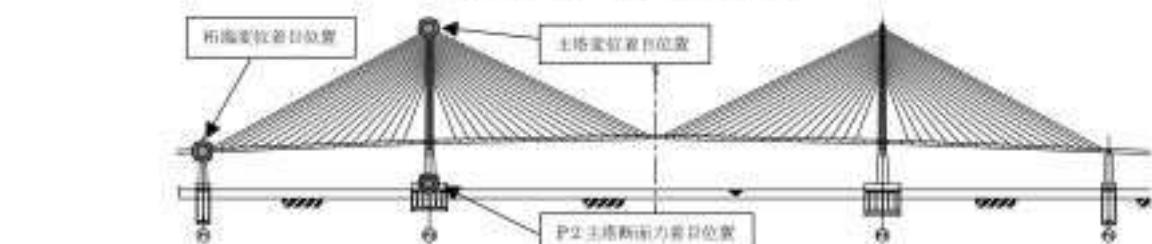
構造要素	方向	単位	最大応答値		
			①平成14年度報告書	②工事実施設計	②/①
析端変位	橋軸	mm	1253	1228	0.98
水平支承	端橋脚	kN	43071	43786	1.02
作用水平力	主塔橋脚	kN	79674	79223	0.99
主塔橋脚せん断力	橋軸	kN	205937	199401	0.97
ケーブル軸力	橋軸	N/mm <sup>2</sup>	595	606	1.02



(a) 橋軸方向の時刻歴応答



(b) 橋軸直角方向の時刻歴応答



図一 8 時刻歴応答結果の比較

## 7. 補強後解析

補強後の部材特性を考慮して実施した、複合非線形動的解析の結果を以下に示す。

まず、補強後の構造要素の補強法と応答結果について図-9に示す。また、補強後の構造要素であるSRC橋脚について、解析モデルの水平バネの履歴応答を図-10に示す。

補強後解析結果より、主塔SRC橋脚の炭素繊維シート

巻き立て補強やストッパーの撤去などを含む各構造要素の補強により、既設構造において予測された損傷部位が変化せず、想定した損傷シナリオにも変化がないことが確認された。このことから、橋梁全体として耐震補強が適切であること判断される。さらに、解析応答値と補強後の各部の耐力を比較すると、その応答値は概ね降伏耐力以下となり、過大な塑性化等の橋梁全体系へ影響を及ぼすような損傷は確認されない。

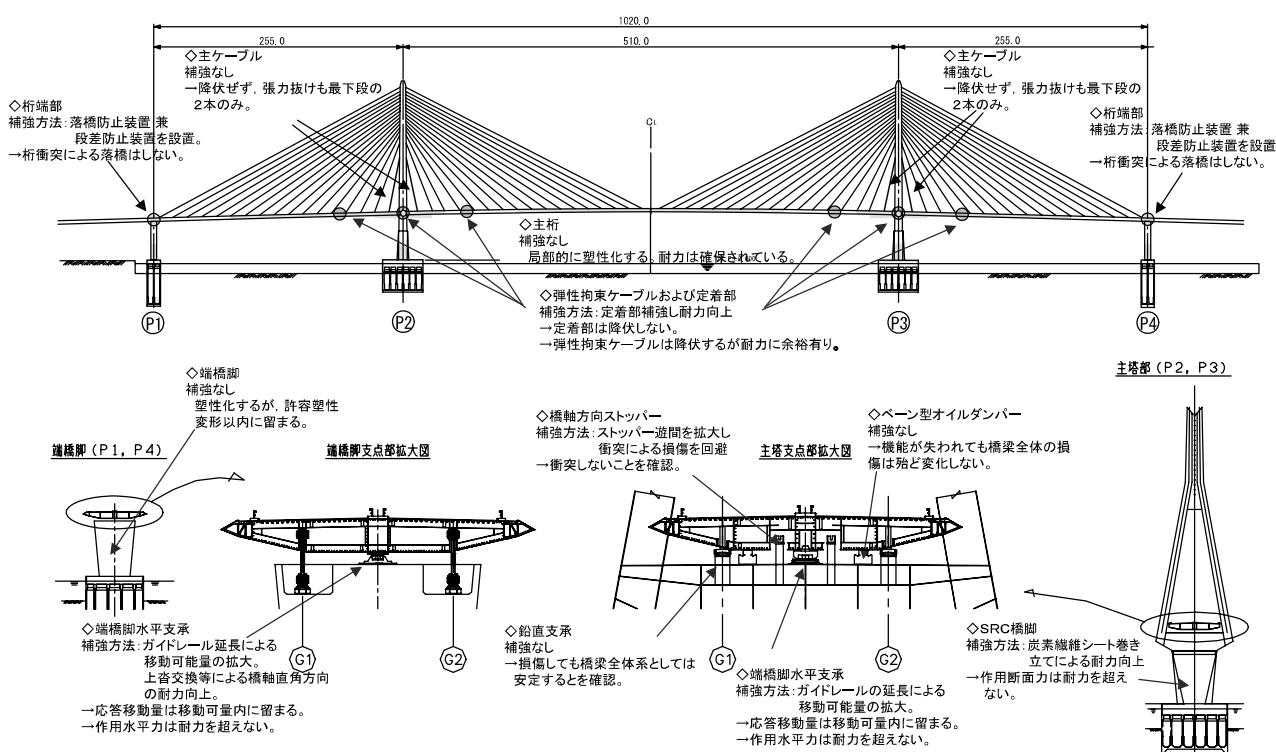
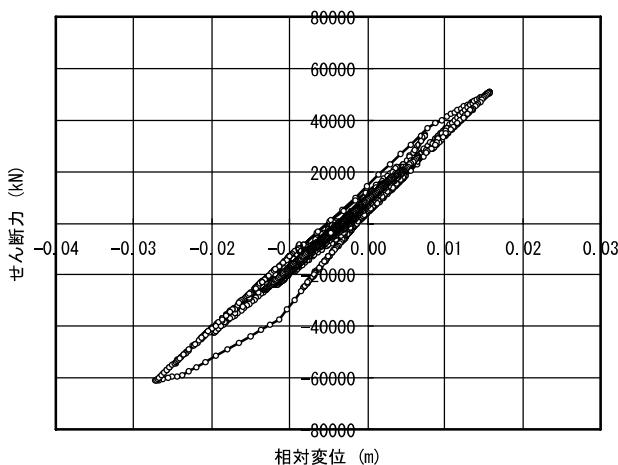
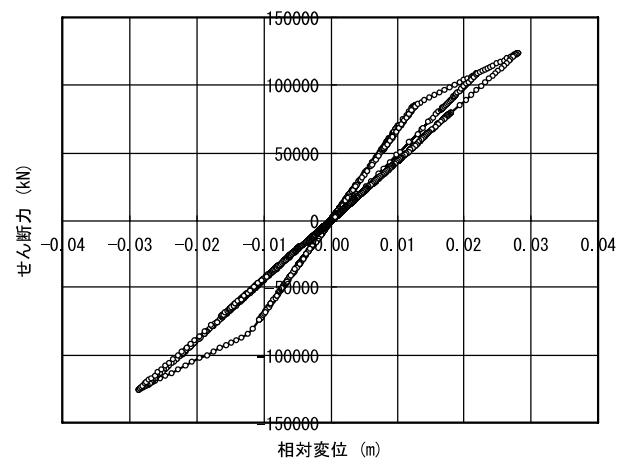


図-9 鶴見つばさ橋の損傷状況と補強方法および補強後の解析結果



(a) 橋軸方向



(b) 橋軸直角方向

図-10 SRC 橋脚水平バネの履歴応答

## 8.まとめ

今回実施したファイバー要素を用いた複合非線形動的解析より以下の結論が得られた。

キャリプレーション解析結果より、既設構造の補強構造決定のため実施された非線形動的解析の妥当性について確認できた。また、使用した解析コードの妥当性についても検証された。

さらに、補強効果を確認する補強後解析では、当初想定した損傷のシナリオは補強後にも変化することなく、計画した補強が有効であることが検証された。

最後に、鶴見つばさ橋は、補強により、レベル2地震動に対して橋梁全体系としての機能に問題がない損傷レベルに留まり、橋梁としての地震に対する安全性は確保されていることが確認された。

本工事において実施した耐震補強の詳細については別途報告を行っているので、そちらを参照して頂きたい。

最後に、鶴見つばさ橋の耐震性評価を行うにあたり、首都高速道路株式会社神奈川管理局をはじめ多くの関係者の方にご指導を賜りました。また、解析においてはJIPテクノサイエンス(株)にご協力頂きました。誌面を借りてこれらの関係各位に厚く御礼を申し上げます。

## <参考文献>

- 1) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 首都高速道路における長大橋耐震補強の基本方針と入力地震動, 土木学会論文集 No.794/I-72, pp.1-19, 2005.7.
- 2) 小森和男, 吉川博, 小田桐直幸, 木下琢雄, 溝口孝夫, 藤野陽三, 矢部正明: 首都高速道路における長大橋耐震補強検討, 土木学会論文集 No.801/I-73, pp.1-20, 2005.10.
- 3) 溝口孝夫, 中野博文, 山野辺慎一, 曾我部直樹: 炭素繊維シートによる鶴見つばさ橋主塔橋脚SRC構造部の耐震補強効果確認実験, 構造工学論文集 Vol.53A, 2007.3.
- 4) 臺原, 大月, 矢部: 非線形動的解析に用いるRayleigh減衰のモデル化に関する提案, 地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集 Vol.2, pp.371-378, 1998

2008.2.1 受付

## グラビア写真説明

### 新皆野橋ランプ橋

(仮称) 新皆野橋ランプ橋は、全長 489 m 鋼4径間連続非合成鋼桁橋2連と、鋼3径間連続非合成鋼桁橋1連にて構成されています。また、ライフサイクルコストを考慮し耐候性鋼材を使用しています。本工事は、その内の荒川河川内橋梁 198.5 m 鋼4径間連続非合成鋼桁橋1連の製作・架設を行っており、架設工法は、工程及びヤードの制約から全断面手延べ送り出し工法を採用しました。供用開始後は、秩父市内の交通渋滞緩和や秩父地域へのアクセス強化がされることを期待されています。  
(清水 康史)

### 県道高速名古屋朝日線清洲料金所工区上部工事

本橋は、東名阪自動車道、名古屋高速16号一宮線、名古屋高速6号清須線の接続部となる清洲JCTにおいて、名古屋高速6号清須線の導入部となる清須料金所を含む橋梁である。

本工事を含む、名古屋高速6号清須線7.0kmの完成により、愛知県北西部や岐阜県方面と名古屋都心部、および中部国際空港などの拠点とのアクセスが一層向上し、利便性が高まることとなる。

鋼桁部には、Uリブ合成床版を採用し、交通量の非常に多い国道22号線上の架設の際には、全面通行止めを行なって、横取り架設を実施した。また、箱桁部は、鋼床版であり、壁高欄のPCF型枠を設置した後に、国道22号線の夜間交通規制を行ないながら、横取り架設を実施した。  
(興地 正浩)

# 鋼道路橋床版の設計曲げモーメントに関する一考察

## Design Bending Moment of Steel Highway Bridge Deck Slabs

永 谷 秀 樹<sup>\*1</sup> 田 中 伸 尚<sup>\*2</sup> 能 地 宏 行<sup>\*3</sup>  
Hideki NAGATANI Nobunao TANAKA Hiroyuk NOUJI

### Summary

The current Japan Highway Specifications are mainly standards for performance, where specific design bending moments are presented for the reinforced concrete slabs and pre-stressed concrete slabs of steel highway bridges. Based on the guideline descriptions, however, the design bending moment for deck slabs can be calculated considering the support conditions in the case of steel highway bridges. This report discusses the design bending moment for deck slabs with an effective span between supports exceeding 4.0m using FEM analysis, and considerations when calculating the design bending moment in such a manner.

キーワード：床版、設計曲げモーメント、FEM解析、合理化橋梁（鋼板）

### 1. はじめに

近年、コスト縮減と構造の合理化を目的とした合理化橋梁が多く採用されている。この合理化橋梁では、合成床版やPC床版など高耐力・高耐久性を有する床版を用いることで、床版支間を拡大し、主桁本数を減少させている。したがって、これらの床版は従来の鉄筋コンクリート床版の適用支間4.0mを超えるものとなっている。

また、平成14年の道路橋示方書は、性能照査型の設計基準に移行しており、鋼道路橋の床版についても要求事項が明記されている。さらに、要求事項を満足するためのみなし規定として、鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版およびプレストレスとコンクリート床版について、具体的な設計曲げモーメントが示されている。ただし、その解説において、鋼橋における床版支点条件を考慮して設計曲げモーメントを算出してよいとしている<sup>1)</sup>。本報告では、床版支間が4.0mを超える鋼道路橋床版の連続版中間支点部の設計曲げモーメントについてFEM解析を用いて検討を行い、その設計曲げモーメント算出に関する留意点について考察する。

### 2. 床版設計曲げモーメント式

合成床版のT荷重による設計曲げモーメントは、床版支間4.0mを超える連続版中間支点部の設計曲げモーメント

ントについては、鋼構造物設計指針PART B（平成9年の「第7章 道路橋の鋼板・コンクリート合成床版の設計」における「7.4 設計断面力」<sup>2)</sup>、及び道路橋示方書Ⅱ鋼橋編（平成14年）の「8章 床版」の「8.3.4 床版の設計曲げモーメント」<sup>1)</sup>に示される設計曲げモーメント式が参考となる。

ただし、表-1に示すように両者の間には大きな隔たりがある。特に、道路橋示方書においては、床版支間が4.0mを超えることにより設計曲げモーメントが大きく増加することとなる。

ここで、道路橋示方書の解説においては、その設計曲げモーメントはコンクリート橋における設計曲げモーメントを準用しており、鋼橋の場合、桁による支持条件が異なるため、支持条件の違いを考慮した詳細な検討を行

表-1 設計曲げモーメント式の比較

適用基準	区分	設計曲げモーメントの種類	適用支間	設計曲げモーメント	
				橋軸直角方向	橋軸方向
鋼構造設計指針 PARTB	単純版	支間曲げモーメント	$0 \leq L \leq 8$	$+(0.114L+0.144)P$	$+(0.095L+0.098)P$
		支間曲げモーメント	$0 \leq L \leq 8$	$+(单純版の80\%)$	$+(单純版の80\%)$
	連続版	支点曲げモーメント	$0 \leq L \leq 8$	$-(单純版の80\%)$	-
道路橋示方書 II鋼橋編	単純版	支間曲げモーメント	$0 < L \leq 6$	$+(0.12L+0.07)P$	$+(0.10L+0.04)P$
		支間曲げモーメント	$6 < L \leq 8$	$+(单純版の80\%)$	$+(单純版の80\%)$
	連続版	支点曲げモーメント	$0 < L \leq 4$	$-(单純版の80\%)$	-
		支点曲げモーメント	$4 < L \leq 6$	$-(0.15L+0.125)P$	-

\*1(株)宮地鐵工所 技術本部設計部技術開発グループ課長代理

\*2(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループサブリーダー

\*3(株)宮地鐵工所 技術本部設計部設計グループ

う際には、別途設計曲げモーメントを算出してもよいとしている<sup>1)</sup>。

### 3. 解析対象と T 荷重載荷位置

解析対象は合成床版を適用した合理化橋梁（鉄桁）を想定し、桁配置は図-1、図-2に示す通りである。

なお、T荷重の載荷方法は、図-1、図-2に示す以下の2種類とした。

- ①中央分離帯を含め幅員構成を考慮して載荷
  - ②中央分離帯を無視し幅員方向に無制限に載荷

また、載荷位置については、着目する床版の中間支点位置に発生する曲げモーメントが最大となるように決定している。

なお、床版厚、ハンチ厚、舗装厚は次の通りである。

- ・床版厚：240mm
  - ・ハンチ厚：80mm
  - ・舗装厚：75mm

#### 4. 解析モデル

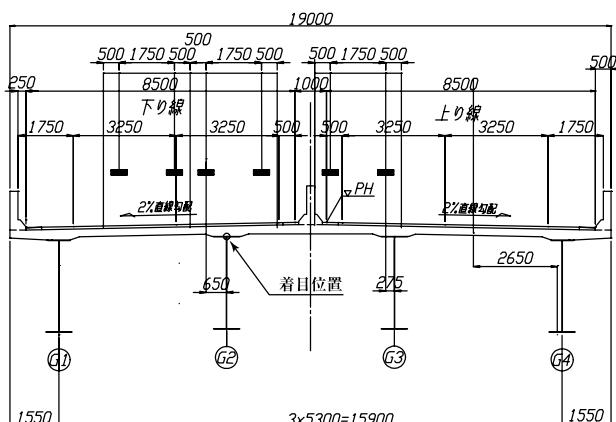
解析は弾性解析とし、以下の2種類のモデルによる解析を行っている。

- ①床版単体モデル：床版のみをシェル要素にてモデル化
  - ②全体モデル：床版をソリッド要素、主桁をシェル要素にてモデル化

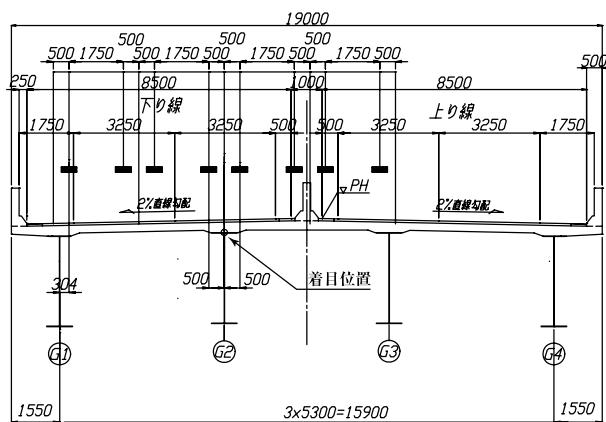
各解析モデルの詳細を以下に示す。

### (1) 床版単体モデル

### 1) 適用要素

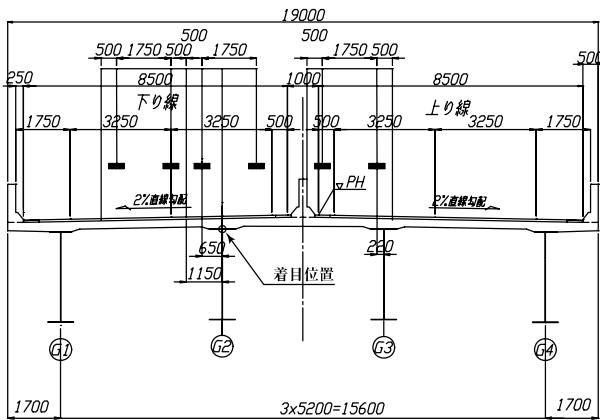


#### (1) 中央分離帶考慮

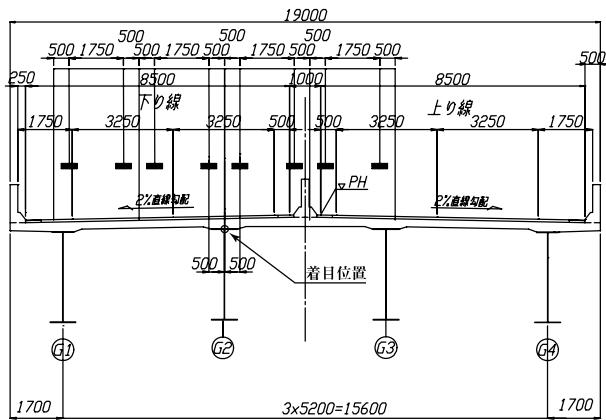


(2) 中央分離帯を考慮しない

図-1 梁配置とT荷重の載荷位置（床版単体モデル）



### (1) 中央分離帶考慮



(2) 中央分離帯を考慮しない

図-2 柄配置とT荷重の載荷位置（全体モデル）

床版：3次元シェル要素

要素寸法は曲げモーメント着目位置で  $50\text{mm} \times 150\text{mm}$  としている。

厚さは  $240\text{mm}$  で一定。

モデル化範囲は、床版支間の4倍以上としている。

## 2) 材料定数

等方性材料として以下の定数を考慮した。

・ヤング率 =  $2.8 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$

・ポアソン比 = 0.16667

## 3) 拘束条件

拘束条件は、主桁腹板上で鉛直変位のみを拘束した。

## 4) 載荷荷重

載荷寸法は、舗装厚  $75\text{mm}$  と床版厚  $1/2$  による広がりを慮して図-2の通りとし、荷重強度は道路橋示方書に準拠して  $100\text{kN}$  とした。

解析モデル図を図-3に示す。

## (2) 全体モデル

### 1) 部材形状と適用要素

床版：ソリッド要素（均一材料）

一般部厚： $240\text{mm}$ 、ハンチ部厚： $320\text{mm}$

ハンチ形状は約  $1:3$  の勾配も持たせ、縦・横断勾配は考慮しない。

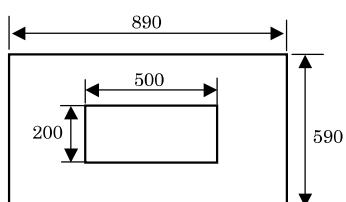


図-2 載荷寸法（床版単体モデル）

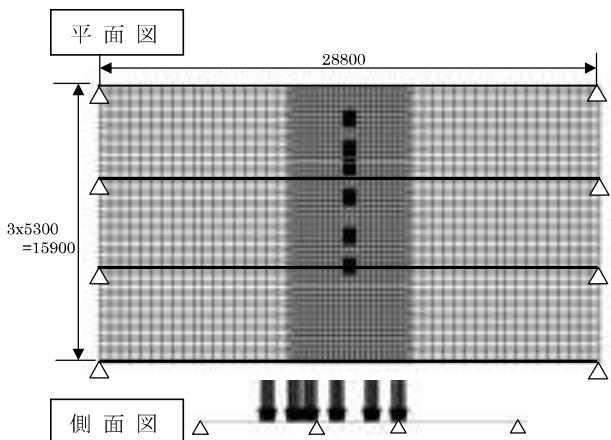


図-3 床版単体モデル

主桁：シェル要素

フランジ：幅  $600 \times$  厚さ  $19\text{mm}$ 、

腹板：高さ  $2400 \times$  厚さ  $12\text{mm}$

横桁：ビーム要素

横桁間隔： $6.0\text{m}$ 、

フランジ：幅  $340 \times$  厚さ  $16\text{mm}$ 、

腹板：高さ  $1600 \times$  厚さ  $9\text{mm}$

垂直補剛材：ビーム要素

横桁取付位置にのみ設置

高さ  $140 \times$  厚さ： $14\text{mm}$

モデル化範囲は床版支間の4倍以上としている。

## 2) 材料定数

構成材料は等方性材料として以下の定数を考慮している。

コンクリート：

ヤング率 =  $2.8 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比 = 0.167

鋼材：

ヤング率 =  $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ 、ポアソン比 = 0.3

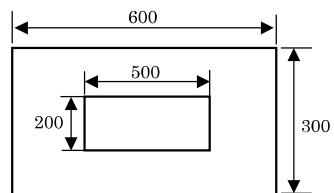


図-4 載荷寸法（全体モデル）

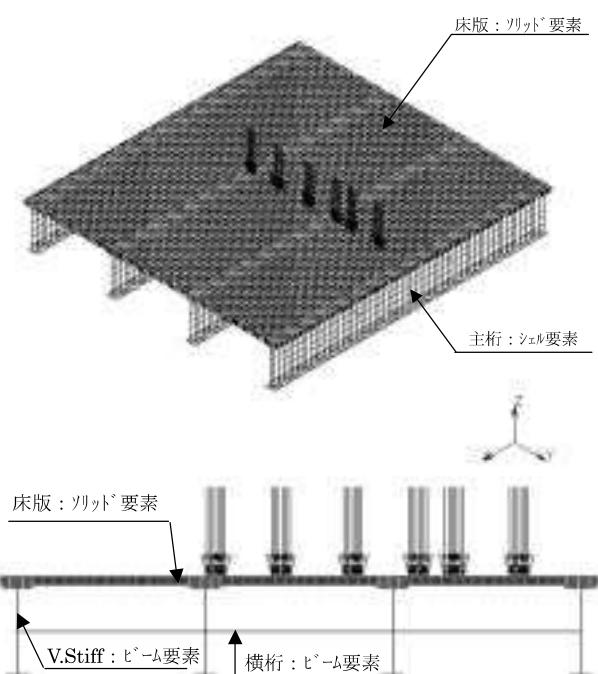


図-5 全体モデル

### 3) 拘束条件

鉛直変位のみを主桁下フランジの腹板位置で橋軸方向全長に渡り拘束している。

### 4) 載荷荷重

載荷寸法は、舗装厚による荷重の広がりを考慮して、図-4の載荷寸法とした。

解析モデルを図-5に示す。

## 5. 解析結果

### (1) 床版単体モデル

図-6に代表して、中央分離帯を考慮した載荷方法における床版上面の橋軸直角方向の発生応力度のセンターを示す。また、図-7には変形図を示す。ここで、支点部において発生する最大応力度 ( $\sigma_{max}$ ) は、中央分離帯を考慮した場合は  $5.196 \text{ N/mm}^2$ 、中央分離帯を考慮しない場合には  $5.861 \text{ N/mm}^2$  となる。この結果より、単位幅

(1 m) の床版断面 (幅 1000mm × 厚さ 240mm) の断面定数  $W = 240^2 \times 1000/6 = 96 \times 105 \text{ mm}^3$  から床版に発生している橋軸直角方向の曲げモーメント ( $Md_0$ ) は以下のように算出される。

$$Md_0 = (\sigma_{max}) \times (W) / 10^6 \text{ (kN·m)}$$

さらに、設計曲げモーメント ( $Md$ ) には、道路橋示方書に準拠した衝撃係数 ( $20/(50+5.3) = 1.362$ ) と鋼構造設計指針と同様の割増し係数 ( $1.0+0.20 \times (1 - (5.3-2.0)/10) = 1.134$ ) を考慮して次式より算出する。

$$Md = Md_0 \times 1.362 \times 1.134 \text{ (kN·m)}$$

解析結果より算出された設計曲げモーメント表-2に示す。なお、同表に鋼構造設計指針 PART B より算出される設計曲げモーメントとの比較も示す。

表-2 床版の中間支点部設計曲げモーメント (床版単体モデル)

項目	単位	FEM解析		鋼構造物設計指針 PART B
		中央分離帯考慮	中央分離帯考慮無し	
設計曲げモーメント	kN·m	79.8	90.1	59.9
比率	-	1.33	1.50	1.00

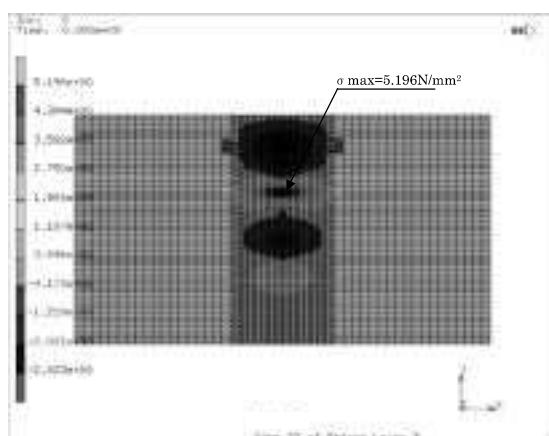
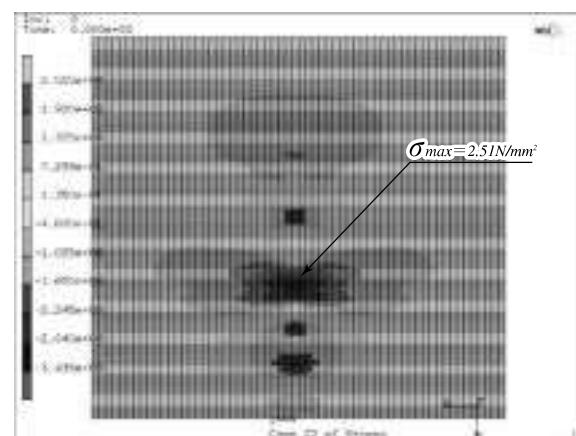


図-6 床版上面の橋軸直角方向の応力分布 (単体モデル)



(1) 床版上面

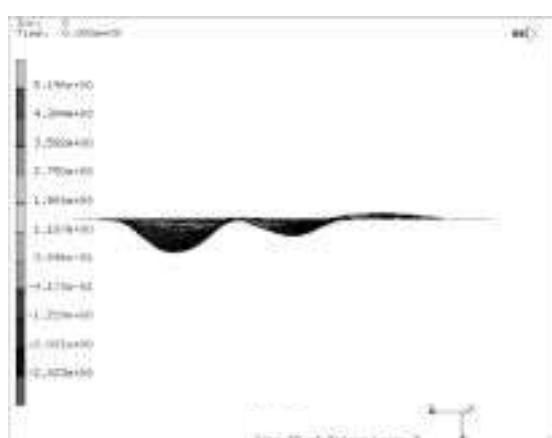
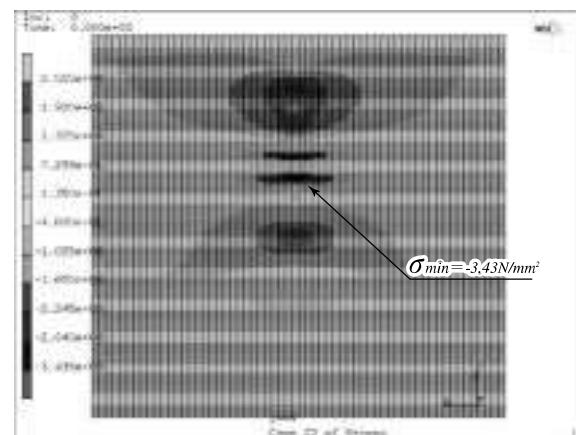


図-7 変形図



(2) 床版下面

図-8 床版上・下面の橋軸直角方向力の分布 (全体モデル)

## (2) 全体モデル

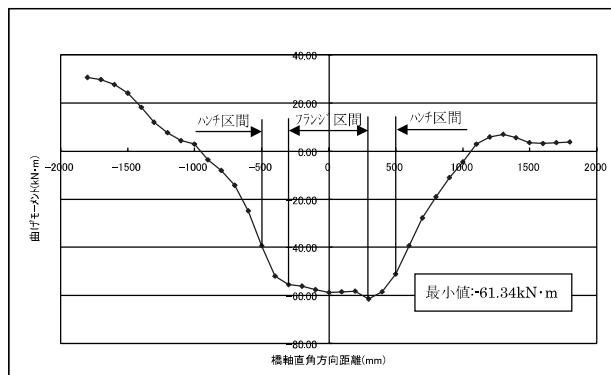
図-8に代表して、中央分離帯を考慮した載荷方法における床版上面・下面の橋軸直角方向の発生応力度のセンターを示す。この発生応力度より、床版単体モデルと同様に設計曲げモーメントを算出する。この際、床版支間が若干異なるため、衝撃係数は1.362、割増し係数は1.136となる。

また、図-9に橋軸直角方向の距離に対する設計曲げモーメントの変化を示す。この図から分かるように、主桁上で設計曲げモーメントの増加する割合が小さくなっている。これは、床版単体モデルの解析結果では見られない現象であり、桁の支持条件を詳細に考慮したことによる影響と考えられる。

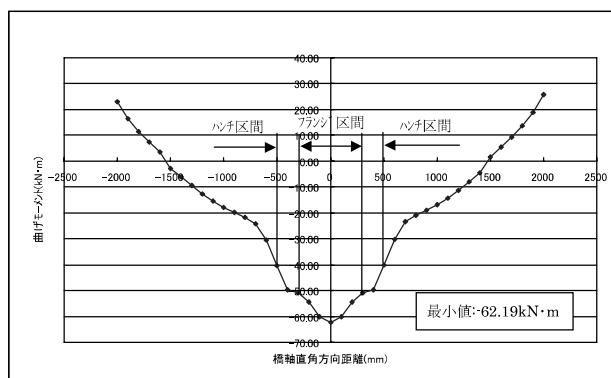
この解析結果より算出された設計曲げモーメント表-3に示す。なお、同表に鋼構造設計指針PART Bより算

表-3 床版の中間支点部設計曲げモーメント

項目	単位	FEM解析		鋼構造物設計指針 PART B
		中央分離帯考慮	中央分離帯考慮無し	
設計曲げモーメント	kN·m	61.3	62.2	58.9
比率	-	1.04	1.06	1.00



(1) 中央分離帯考慮



(2) 中央分離帯を考慮しない

図-9 橋軸直角方向への設計曲げモーメント分布

出される設計曲げモーメントとの比較も示す。

ここで、中央分離帯を考慮しない場合には、T荷重が偏載されることによりハンチ部に応力が集中する傾向があるため、中央分離帯を考慮しない場合に比べ載荷荷重の合計は小さくなるが設計曲げモーメントはほぼ同等となっている。

## 6. 考 察

今回の2種類の解析モデルによる解析結果より、床版の中間支点部の設計曲げモーメントについて以下の事項が考察される。

- ・床版単体モデルの解析結果による設計曲げモーメントは、桁の支持条件を詳細に考慮した全体モデルに比べ大きな値を示す。
- ・床版単体モデルでは、載荷方法に中央分離帯を考慮することにより、中央分離帯を考慮しない場合に比べ設計曲げモーメントが10%程度減少する。
- ・全体解析モデルでは、ハンチ部における応力集中の影響により、床版単体モデルのように、載荷方法に中央分離帯を考慮しても設計曲げモーメントは低下しない。
- ・鋼構造物設計指針PART Bによる設計曲げモーメントに比べ、桁の支持条件を詳細に考慮した全体モデルの解析結果では6%、床版単体モデルの解析結果では50%上回る結果となった。

## 7. まとめ

以上の検討結果より、床版の設計曲げモーメントをFEM解析を用いて算出するには、以下の事項について留意する必要があると考えられる。

- ・床版単体のみをモデル化した場合には、解析に桁の支持条件が詳細に反映されないため、設計曲げモーメントを過大に評価する場合があると予想される。
- ・したがって、床版単体の解析モデルを用いて算出された設計曲げモーメントが過大となる場合には、桁の支持条件を詳細に反映した全体モデルを用いて設計曲げモーメントを算出することにより、合理的な設計が可能となる。
- ・中央分離帯を考慮して、実際に載荷可能な荷重載荷状態にて設計曲げモーメントを算出することにより、設計曲げモーメントは小さくなる可能性がある。

・ただし、床版をソリッド要素にて詳細にモデル化した場合には、ハンチ部に若干の応力集中が発生するため、載荷状態の決定についてはハンチ部の応力についても着目することが望ましいと考えられる。

### <参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解析 II 鋼橋編，平成14年3月
- 2) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，平成9年版
- 3) 玉越隆史，川畠篤敬：鋼道路橋床版の設計と留意点，第三回床版シンポジウム講演論文集，2003.6.

2008.3.3 受付

### グラビア写真説明

#### HM14工区（D）上部・橋脚工事

本工事は江東区有明二丁目に位置し、高速湾岸線と高速晴海線（築地方面へと延伸する新規路線）を接続する有明ジャンクション（仮称）のD連結路を架設する橋梁工事で、複数の工事が輻輳する工程管理の難しい工事となりました。

当該路線は、開発が進む有明地区を経由し、晴海通り～銀座へと続き将来は都市部を貫通する路線へと変貌していくものと思われます。是非その移り変わる風景とともに見守りください。  
(清水達也)

#### イクスピアリペデストリアンデッキ

本橋は、東京ディズニーランドの敷地と駐車場を結ぶ連絡橋として建設されました。連絡橋の上空にはカラフルな色彩のモノレールが通り、駐車場から連絡橋を渡ると正面にはディズニーランドの施設を望むことが出来ます。

開いた花びらを連想させるような珍しい形状の橋脚は、粘土細工で作るのも困難と思われ、工場製作の際には非常に苦労しましたが、担当者の努力の甲斐があり無事に施工する事が出来ました。その姿はディズニーランドに隣接する歩道橋としてピッタリのものとなりました。

竣工後には施主のオリエンタルランド（株）および発注者の京成建設（株）より感謝の言葉を頂きました。

(久留宮 航)

# 特異な梁形状を有する建築鉄骨の施工試験および 製作報告

## Welding Test and Fabrication of Steel Frames with Peculiar Beam Shapes

中野秀二<sup>\*1</sup> 大月真一<sup>\*2</sup> 田中正俊<sup>\*3</sup>  
*Shuji NAKANO Sinichi OTSUKI Masatoshi TANAKA*

### Summary

In the fabrication of steel structures with peculiar beam shapes (beam with steel-plate assembly with channel shape), welding and fabricating test were carried out to confirm assembly, welding and straightening conditions. In this paper, we report that favorable results were gained in fabrication and in on-site construction work.

キーワード：溝形梁、施工試験、材料供取り

### 1. はじめに

この度、港区台場に建設される「株式会社乃村工藝社本社ビル新築工事」の建築鉄骨製作にさいして、建物外周梁の形状が鋼板組立溝形でかつ、偏芯した位置に鉛直プレースが取り付くという、特異な構造の鉄骨梁を製作した。鉄骨製作としては難易度の高い構造であり、事前に行った試験および製作過程を報告する。

本工事の施工に際しては、この鋼板組立溝形梁（以降は溝形梁と呼ぶ）をいかに製作するかが、工程上・経済上および品質上重要であると考えられた。溝形梁の断面形状は [-600×310×28 および [-600×310×40 である。

検討を要する重要な事項は以下である。

- ① 組立方法
- ② 溶接方法
- ③ 矯正方法

### 2. 製作方針の検討

1項に列挙した三つの検討事項は単独に存在するのではなく、総合的に考えて製作の基本方針を決定する必要があった。考慮する事項は下記である。

- ① 組立は溝形または箱形製作して切断するか
- ② 溶接方法はサブマージ溶接または炭酸ガス半自動溶接か

- ③ 矯正は機械矯正か加熱矯正か、また矯正可能であるか

これらの各項目の選択は、それぞれ関連しあっており、検討会議にて以下の様に方針を立てた。

#### 基本方針

- ① 箱形にて製作し切断分割する方法は切断に困難が伴う。また大きなねじれ変形の発生が予想されるので、組立は溝形とする。
- ② 溶接方法は部分的に溶接を進める炭酸ガス半自動溶接ではねじれを伴う変形が大きいと考えられる、二線同時に高速溶接する四面ボックス柱の製作技術を応用しツイン二電極サブマージ溶接とする。
- ③ 矯正方法は加熱矯正とする。
- ④ 溝形梁の製作は各製品の共通部位を一括製作して切断する供取り方法を採用する。



写真-1 溝形梁の模型（プレース交差部）

\*<sup>1</sup>(株)宮地鐵工所 生産本部松本工場品質管理部長

\*<sup>2</sup>(株)宮地鐵工所 生産本部松本工場製造部製造課課長代理

\*<sup>3</sup>(株)宮地鐵工所 生産本部松本工場品質管理部品質管理課

### 3. 事前試験

基本方針に従い事前試験を計画した。確認する事項を以下の様に設定した。

#### (1) 確認事項

##### ① 組立方法

- ・偏芯した溶接量に対する溝形梁の拘束の程度
- ・適した1ブロック製作長さ

##### ② 溶接方法

- ・要求される継手性能に対する開先形状
- ・溶接条件
- ・外観、超音波探傷試験、マクロ試験

##### ③ 矯正方法

- ・発生する変形量の把握
- ・加熱矯正程度

#### (2) 試験計画

##### ① 組立方法

- ・四面ボックス柱の製作設備および供取り計画から適した製作長さは9~10m程度とする。
- ・形状保持のための鋼板は2.5~3.0m間隔とする。
- ・形状保持のための束材は約1.0m間隔とする。

##### ② 溶接方法

要求される継手性能は「28mmと40mmいずれも部分溶込み仕様（ただし、不溶着は2mm以下）」である。これまでの四面ボックス柱製作の経験から以下を設定する。

##### 開先形状

28mm 開先深さ19mm フェイス9mm レ形40°

40mm 開先深さ27mm フェイス13mm レ形40°

##### 溶接条件

28mm 四面ボックス柱22mmに相当する溶接条件

40mm 四面ボックス柱28mmに相当する溶接条件

##### ③ 矯正方法

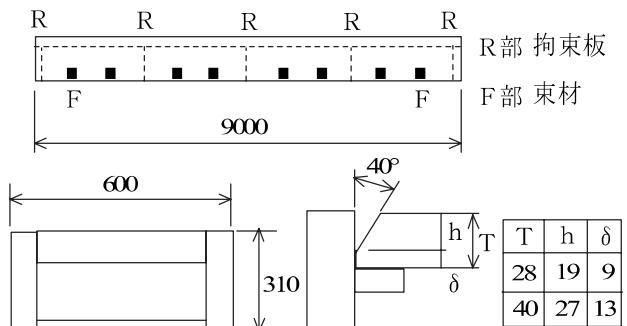
溶接後に発生する変形挙動を明らかにし、加熱矯正の方法を把握する。

④ 外観検査・超音波探傷試験・マクロ試験を実施する。

#### (3) 施工試験体

試験体は[−600×310×28]および[−600×310×40]とも長さ9.0mとし拘束板(25mm)と束材(FB−

50×25)を取り付けた。施工試験体の形状を示す。



図一 1 施工試験体図

### 4. 試験結果

事前試験の結果を示す。

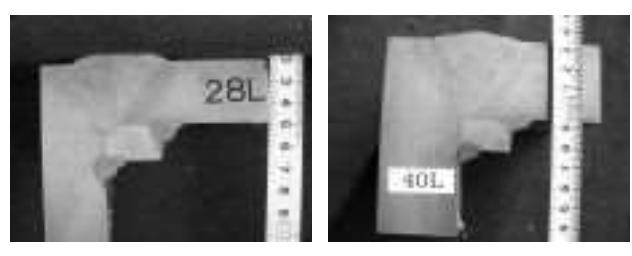
#### ① 継手性能

超音波探傷試験より内部欠陥の発生はなくまた、溶込み深さも板厚に対しておよそ±1.0mmの範囲であり、要求品質を満足する。40mmの場合の超音波探傷試験による溶込み深さ測定結果を示す。

表一 1  
(単位mm)

測定部位	①	②	③	④	⑤
溶込み深さ	40	39	40	39	39

マクロ試験の結果を写真に示す。



写真一 2 マクロ試験写真

四面ボックス柱の製作技術を応用した結果、外観および内部品質は良好である。

#### ② 発生変形量

40mmの場合の変形量を表に示す。測定部位は4等分の位置である。

表-2  
(単位mm)

工程	測定部位					収縮量
	①	②	③	④	⑤	
溶接前	0	0	0	0	0	0
溶接直後	0		+30		0	
15分後	0		+5		0	
2時間後	0		-25		0	
18時間後	0	-40	-50	-40	0	-10
加熱矯正後	0	+2	+1.5	+3	0	-12

凡例：符号+は溶接側に凸 -は溝側に凸

溶接直後は溶接線側に凸（山なり）を呈するが、時間経過と共に凹形状に変化し、冷却後は9m部材の中央で約50mmの変形量である（写真-5）。この変形量は一般的な加熱矯正技術で十分可能であり、ねじれ現象は全く発生しなかった（写真-6）。溶接と加熱矯正の長手方向の収縮率は合わせて約1.0mm/m、梁成方向は1.0mmであり、設定した拘束条件で組立が解体することもなく十分であることが分かった。拘束材を除去すると梁成が1.0～1.5mmマイナスすることが分かったためそのまま残すこととした。また、矯正後の試験体を3分割切断しても変形は発生せず供取りするに際して何ら問題のないことが分かった。詳細は省略するが28mmの場合もほぼ同様の傾向を示した。以上のことから本施工での施工条件が確認できた。

試験工程を写真に示す。



溝形梁を組立てた状況  
写真-3 試験体端部状況



ツイン二電極サブマージ溶接の溶接状況

写真-4 溶接



冷却後、中央部で約50mm変形した状況

写真-5 変形状況



加熱矯正状況

写真-6 加熱矯正作業

## 5. 製作状況

施工試験の結果を踏まえ製作図から、溝形梁供取りの1ブロックが9～10mでかつ、拘束材が本体加工に影響のない位置になるように設定した溝形梁用の二次加工図を作成した。溝形梁の溶接条件は超音波探傷試験の結果から、先行電極の電流を調整して溶込み量を改善した。写真-7に溝形梁の供取り状況を示す。また、本工事製

作の難易点のもう一点は、写真-1の模型に示す様に溝形梁のウェブ面に鉛直プレース取合い仕口が付くことである。これに対しての対策はプレース交差部と溝形梁部材を別々に先行製作し矯正後、それぞれの部品をドッキングすることで、製作効率と品質を確保することが出来た。写真-8にプレース交差部、写真-9に溝形梁とプレース交差部の組立溶接状況を示す。製作過程のフローを図-2に示す。

製作過程の写真を示す（図-7～図-11）。

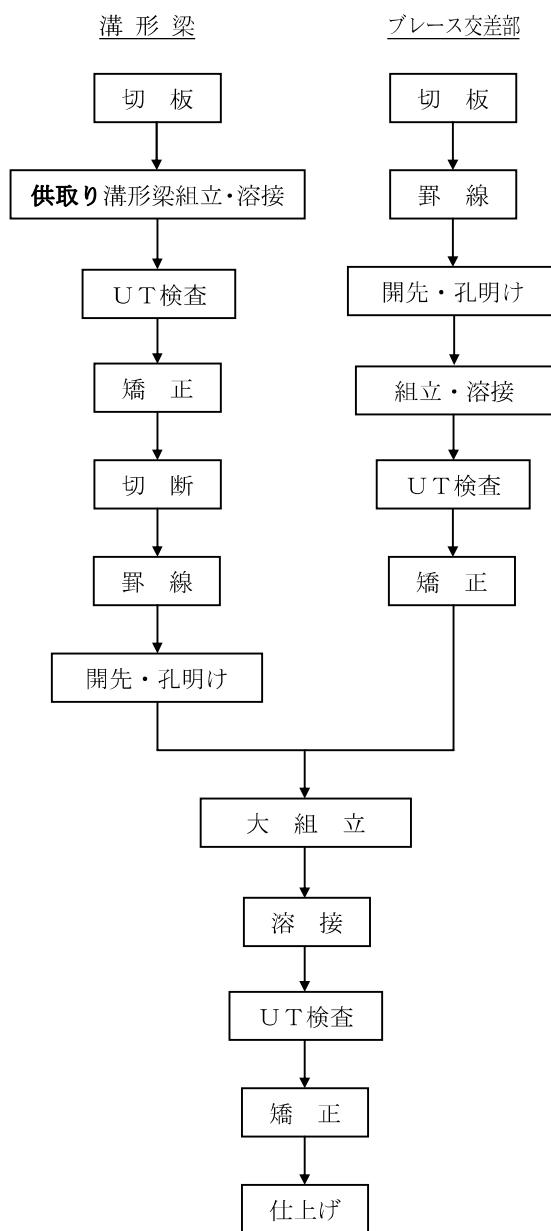


図-2 製作フロー



9～10mで製作しバンドソーで切断した状況

写真-7 溝形梁の供取り状況



プレース交差部の製作

写真-8 プレース交差部



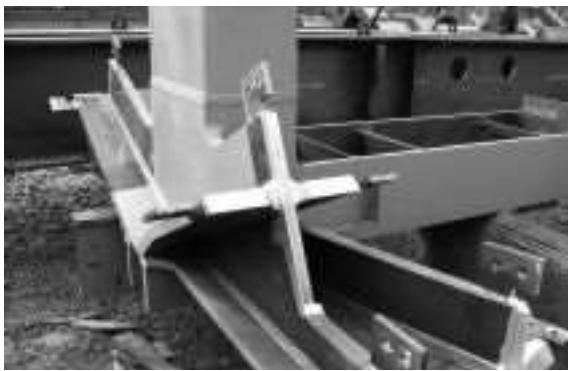
溝形梁とプレース交差部を組立て溶接する

写真-9 溝形梁とプレース交差部のドッキング



一般部を示す

写真-10 完成した製品（一般部）



出隅部の複雑な部位を示す

写真-11 完成した製品（出隅部）

## 6. まとめ

写真-10 および11に完成した製品の一例を示すが、鉄骨製作としては難易度が高いと思われる構造であった。しかし、事前試験を実施、施工条件を確立して製作した結果、工場製作および現場施工いずれも問題なく進めることができた。

今後、本報告が類似した構造物の製作の参考になれば幸いである。

以上で報告を終わりますが、株式会社乃村工藝社には本技報への掲載を快く御承諾頂きありがとうございました。また、試験および製作に当たり株式会社日建設計および株式会社大林組の関係各位には多大な御指導を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

2007.9.26 受付

## グラビア写真説明

### 待月橋

待月橋は、東海随一の紅葉の名所「香嵐渓」内を流れる矢作川支流の巴川上に架かる橋梁であり、香嵐渓のシンボルです。香嵐渓の紅葉シーズンのピーク時には、1日に約36,000人が訪れ、待月橋を渡るため大変混雑していたので、歩行者の円滑な移動及び安全性を確保すると共に、拡幅により緊急車両の通行を可能とし、近隣住居等の安全性確保を目的に今回、架け替える事になりました。そのため旧橋のイメージを残しながら、周辺環境と調和を図った美しく品格のある景観に配慮した橋梁にすべく、舗装部や親柱・欄干部は、地元足助産の桧を使用したり、旧橋のスタイルであった太鼓形状や赤い橋という印象を現代風にアレンジし、架設工法についても周辺への影響を考慮し、ケーブルクレーン斜吊り工法を採用するなどしています。

本橋が、これから香嵐渓のシンボルとして地元の方々や観光客の方々に愛され続ける事を願っています。

(佐竹 正行)

### 大河原橋

本橋梁は、滋賀県甲賀市土山町に流れる一級河川野洲川に架かりました。

三重県四日市市～大阪府池田市に至る一般国道477号線という事であり、2府2県を経由する重要な路線です。

山間部での冬季施工という事もあり、気象条件も厳しい中での工事となりましたが、大変自然豊かな地域で、観光又は帰省時にはこの橋梁が沢山の方々に活用される事を期待しております。

(淵上 哲也)

### 竹田第3工区（その3）鋼桁工事

本橋は、阪神高速8号京都線の上鳥羽出入口～巨椋池ICを結ぶために計画され、京都～大阪を結ぶ新たなネットワークとして開通されました。元々京都～大阪間は、国道1号線が主流ルートであったために、慢性的な交通集中による渋滞が発生していましたが、第2京阪道路と今般の開通により、大幅な渋滞緩和が現実の物となり、CO<sub>2</sub>・NO<sub>x</sub>・SPMの総排出量の削減など、京都市内の「環境改善」にも大きく寄与されました。

また、今回の開通で名神高速・京滋バイパスを南北に結び、都心から南部へ、そして近畿各地へのネットワークを効率的に交流促進するなど、この区間の開通が今後利便性の向上・地域間交流の活性化を計り、更に計画されている京都中心部から東部（山科）を結ぶ新たなルート計画からも益々広地域のアクセス道路として活用される事でしょう。

(三橋 裕)