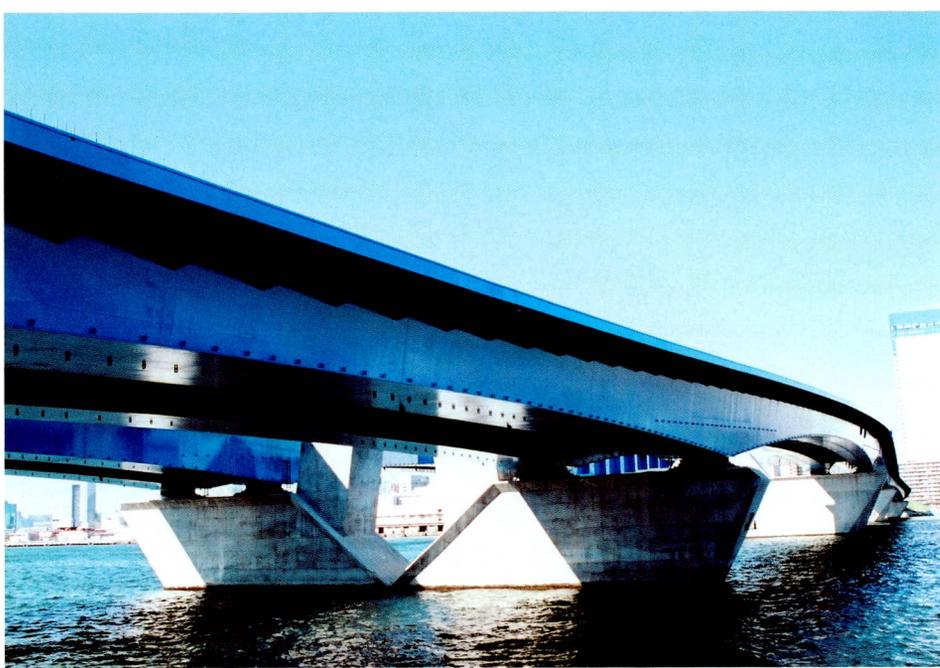




北千曲川橋

発注者 日本道路公団 北陸支社
形式 4径間連続
非合成ラーメン箱桁橋
(合成床版QS Slab)
橋長 350.5m
幅員 8.840m
鋼重 1,910t
路線 上信越自動車道
所在地 長野県中野市大字牛出字矢嶋
～下水内郡豊田村大字上今井
竣工 平成17年3月(予定)
説明文 p16



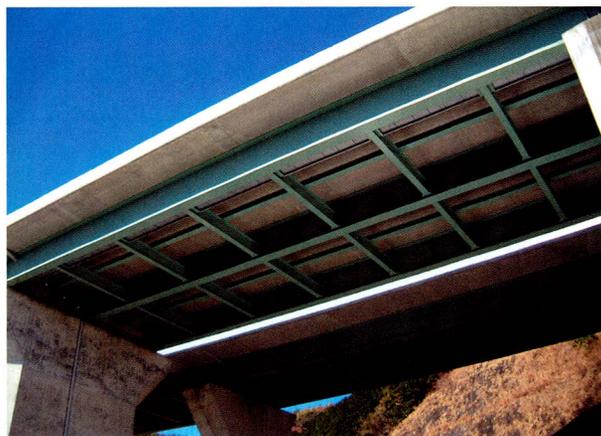
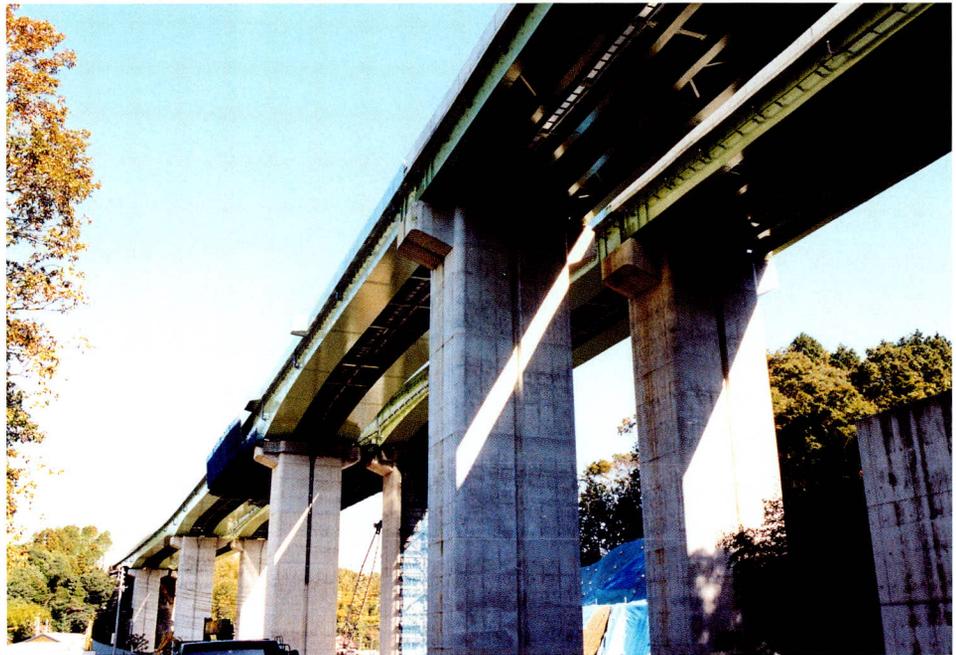


晴豊1号橋 (仮称)

発注者 東京都
 形式 5径間連続鋼床版箱桁橋
 橋長 580.2m
 幅員 9.74~19.598m
 鋼重 5,241t
 路線 放射34号線支線1
 所在地 東京都中央区晴海二丁目地内
 ~江東区豊洲六丁目地内
 竣工 平成16年11月
 説明文 p16

六ツ木橋

発注者 中部地方整備局
 形式 4径間連続箱桁橋 2連
 3径間連続鈹桁橋 2連
 橋長 433.550m
 幅員 10.75m×2
 鋼重 4,224t
 路線 一般国道475号
 東海環状自動車道
 所在地 愛知県豊田市松平町
 竣工 平成16年9月
 説明文 p16



中ノ郷第一高架橋

発注者 日本道路公団 静岡建設局
 形式 10・11径間連続PC床版
 鈹桁橋
 橋長 873.5m
 幅員 16.5m
 鋼重 3,579t
 路線 第二東名高速自動車道
 所在地 静岡県静岡市中ノ郷
 竣工 平成17年2月
 説明文 p28



支承・連結装置耐震性向上工事1-22

発注者 首都高速道路公団
路線 高速都心環状線
所在地 東京都千代田区大手町
竣工 平成16年3月
説明文 p28



大通二号橋

発注者 熊本県
形式 鋼4径間連続RC床版箱桁橋
橋長 159.0m
幅員 10.2m
鋼重 490t
路線 県道宮原五木線
所在地 熊本県八代郡東陽村
河俣地内
竣工 平成16年3月
説明文 p37

たっぷ大橋（岩見沢大橋架換）

発注者 北海道 札幌土木現業所
形式 7径間連続鋼斜張橋
橋長 825.0m
幅員 12.5m
鋼重 9,085t
路線 主要道道岩見沢石狩線
所在地 北海道空知郡北村幌達布
～石狩郡新篠津村
供用開始 平成16年9月
説明文 p37





摺上川ダム歩道橋

発注者 東北地方整備局（飛島・大林JV）
 形式 2径間単純単柱吊橋
 橋長 178.5m
 幅員 2.0m
 鋼重 163t
 所在地 福島県福島市飯坂町茂庭地内
 竣工 平成15年10月
 説明文 p37

三条大橋（仮称 新三条大橋）

発注者 北陸地方整備局
 形式 7径間連続鋼箱桁橋
 橋長 209.0m
 幅員 12.5m
 鋼重 1,091.5t
 路線 国道8号
 所在地 新潟県三条市上須頃地先
 竣工 平成15年3月
 説明文 p37



伊勢町歩道橋

発注者 長野県
 形式 合成床版橋
 (QS Bridge)
 橋長 25m
 幅員 3.0m
 鋼重 20t
 路線 国道403号
 所在地 長野県小布施町
 竣工 平成16年3月
 説明文 p47

新犬飼橋

発注者 九州地方整備局
形式 鋼2径間連続鋼床版箱桁橋
橋長 226.3m
幅員 10.75m
鋼重 1,400t
路線 国道10号
所在地 大分県大野郡犬飼町大字久原地先
竣工 平成16年5月
説明文 p47



村山橋

発注者 長野県
形式 6径間連続鋼トラス橋
+5径間連続鋼箱桁橋
橋長 837.8m
幅員 10.75m
鋼重 3,510t
路線 国道406号
所在地 長野県長野市～須坂市
竣工 平成16年5月
説明文 p107

志村一号橋

発注者 大分県
形式 鋼4径間連続非合成鋼桁橋
橋長 100m
幅員 6.0m
鋼重 214t
路線 県道糸原杵築線
所在地 大分県東国東郡安岐町大字大添
竣工 平成16年3月
説明文 p128





相生陸橋

発注者 東京都
 形式 鋼4径間連続鋼床版箱桁橋, 鋼脚3基
 橋長 191.0m
 幅員 16.5~18.7m
 鋼重 1,950t
 路線 環状8号線
 所在地 東京都板橋区若木三丁目地内~
 相生町地内
 竣工 平成17年11月(予定)
 説明文 p128

辰口橋

発注者 石川県
 形式 8径間連続非合成板桁橋
 橋長 185.2m
 幅員 13.0m
 鋼重 607t
 路線 金沢小松線
 所在地 石川県能美郡川北町山田先出
 竣工 平成15年10月
 説明文 p145



下三永高架橋

発注者 中国地方整備局
 形式 ①鋼2径間連続箱桁橋
 ②鋼3径間連続板桁橋
 ③鋼2径間連続箱桁橋
 橋長 ①96.0m, ②80.0m, ③127.0m
 幅員 ①10.5m, ②10.5~13.291m,
 ③24.752~36.380m
 鋼重 1,843t
 路線 東広島・呉自動車道
 所在地 広島県東広島市西条町
 下三永~福本地内
 竣工 平成15年9月
 説明文 p145

緑町人道橋

発注者 東日本旅客鉄道(株)
(西松・竹中JV)
形式 人道橋
十斜路付き階段、橋脚
橋長 施工延長118.0m
幅員 2.5m
鋼重 182t
所在地 東京都小金井市緑町
竣工 平成16年1月
説明文 p149



保平橋仮橋

発注者 長野県
形式 鋼単純桁橋
(応急橋梁: MT Bridge)
橋長 30m
幅員 4.0m
鋼重 41t
路線 (主) 奈川野麦高根線
所在地 長野県奈川村 保平橋
架設完了 平成16年11月
説明文 p149

まつもと市民・芸術館

施主 松本市
設計 (株)伊東豊雄建築設計事務所,
(株)佐々木睦朗構造計画研究所
施工 竹中・戸田・松本土建
特定建設工事共同企業体
構造 SRC造・S造,地下2階,地上7階
鋼重 1,800t
工期 平成14年3月~平成15年5月
説明文 p149



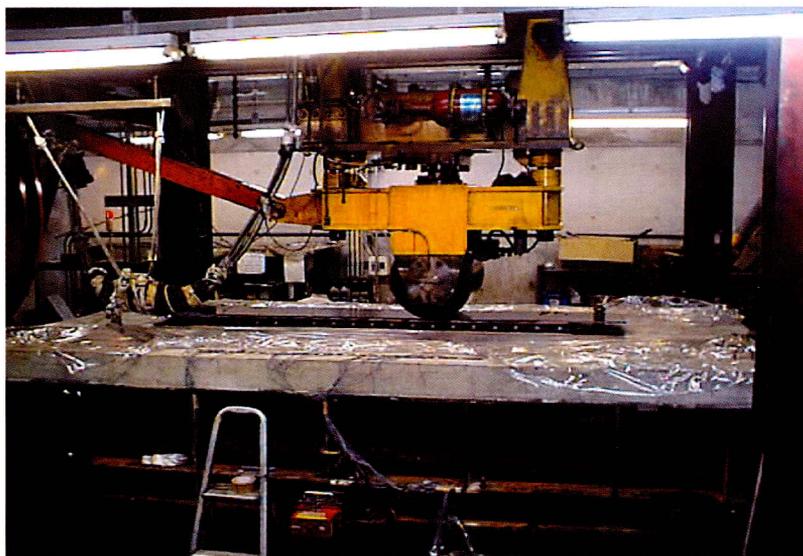
NEC玉川ルネッサンスシティ（Ⅱ）B棟新築工事

施主 NEC
設計 日建設計
施工 大林・鹿島 共同企業体
構造 S,CFT B1 F37 PH2
鋼重 19,000t
工期 平成14年12月～平成17年1月
説明文 p149



QS Slab移動輪荷重走行試験

(於：大阪大学)
本文 p4



Bow String Arch試験体

発注者 八戸工業大学
形式 3径間連続Bow String Arch橋
橋長 30.0m (縮尺1/20の試験体)
主構間隔 1.050m (バスケットハンドル型2主構)
鋼重 8.0t
所在地 青森県八戸市 八戸工業大学校内
竣工 平成17年2月
説明文 p149

巻頭言

性能設計を支える構造解析技術

早稲田大学理工学部社会環境工学科 依田 照彦

最近、設計規準類の改訂においては性能規定と適合みなし規定を明確に区別することが一般化しつつある。適合みなし規定は従来の実績から妥当と判断される規定であり、多くの技術者が慣れ親しんでいるものである。設計する構造物が従来のもので大きく変化していない場合には、過去の経験が生かされ、効率よく設計ができる。しかしながら、性能規定となると未だ抵抗感があるように思われる。理由は、設計法としての具体的な形が見えにくいからであろう。ここでは、性能設計を支える構造解析技術について、主として橋梁構造の安全性確保の観点から考えてみたい。

構造物の設計法が許容応力度設計法に頼っていた時代は長い。フランス人のナヴィエが許容応力度の考え方を1826年に発表して以来、世界中で多くの構造物が効率よく造られた経緯がある。すべての部材において作用応力度を許容応力度以下にすることにより、安全性を確保する手法は簡便で優れた設計手法であるとの評価は今も変わらない。さらに、コンピュータが誕生し、その進歩とともに構造解析技術が発展し、FEM（有限要素法）解析が使えるような状況になると、線形FEM解析を行い部材内の最大応力や応力の分布形状を求め、応力を比較検討することが、設計業務の一部に採り入れられ始めた。例えば、せん断遅れや有効幅の問題、断面急変部やハンチ部の応力算出等ではFEM解析が大いに力を発揮している。許容応力度設計法が、構造解析技術を発展させたといっても過言でない。

その後、応力だけで部材の終局強度を評価すると、降伏応力を超えた領域での性能が正しく評価できていないとの判断のもとに、限界状態設計法が欧州から提案され、他の国々もこれに追随した。その結果、安全性の照査式は部材の終局限界状態を明確に表現できる断面力表示（モーメント、軸力、せん断力）に変更され、降伏モーメントから全塑性モーメントまで断面性能の利用範囲が拡大した。とは言うものの、構造物の荷重効果を求める構造解析としては依然として弾性線形解析が主流である。線形構造解析では構造物や部材の真の耐荷力（終局限界状態）を決められないことは十分承知した上での配慮がなされている。つまり、部材の抵抗値と荷重に対する線形応答値とを比較して安全性の照査を行うために、すべての非線形性を抵抗値側で評価する必要性があった。最近では、部材強度の下限值相当として抵抗値を評価し、線形構造解析を用いて設計する方法だけでは、構造物の真の性能を照査したことにはならないとの考え方が大勢を占めるようになってきた。

性能設計が実現化した背景には、コンピュータを利用した非線形構造解析技術の進歩があるように思う。従来の許容応力度設計法では、線形構造解析により荷重の応答値を求め、抵抗値側に非線形性を持たせていた。しかしながら、構造物の真の耐荷性能は、非線形構造解析により構造物全体の応答を求め、構造物全体の安全性をもとに評価すべきものである。安全性に対する性能の照査としては、荷重レベルでの照査、断面力レベルでの照査、応力レベルでの照査があり、どのレベルの照査においても非線形構造解析を利用することが望ましいが、実際には、荷重レベルでの照査を除いて、線形構造解析が使われることが多い。また、性能によっては、変位や振動数など力とは違う物理量で性能を評価する必要もある。

いち早く性能照査型設計法を採り入れた耐震設計では、地震時の安全性の確保のための動的応答解析において荷重レベルの照査が行われている。部材の設計だけでは構造物全体の耐震性を論じられないことがその一因である。耐震設計の中でも例示されているが、荷重レベルの照査である動的応答解析は、複雑な構造系や新しい構造形式を導入したときに利用することを推奨している。

従来の経験やデータが多く蓄積されている構造物の設計については、従来の設計法に従って設計すれば安全性は確保できていると考えられるが、新しい構造形式や新しい材料を導入する場合には、適切な非線形構造解析を行って、性能を適切に評価する必要がある。設計された構造物が要求性能を満たしてさえいれば、照査するレベルは、荷重レベルでも、断面力レベルでも、応力レベルでもよく、設計法としては、信頼性設計法、限界状態設計法、許容応力度設計法のいずれも利用できることになる。まさに適材適所の世界である。

新しい設計法を導入する際、従来の設計法で暗に含まれていた安全性が担保できるかどうか気がなることである。新しく設計される構造物に対して代表的な荷重状態のみで構造物の安全性を照査するだけでは、未だ不安が残るという向きも多いと思う。静定構造を不静定構造にすれば良いというわけには行かない。完成した実構造物として静定構造物はないと見るのが正しいので、常に力と変形を同時に考えるのが自然である。このため、構造物全体の健全性、余裕度、じん性等を考えるための構造解析手法が必要ではないかとの指摘がある。例えば、外国の規準では、鉛直荷重の2.5%を水平方向に作用させて構造物の強靱性（ロバスト性）を評価している例がある。この種の計算は、従来の規準類で見られる設計荷重による応答計算ではなく、新しい照査荷重による照査とも呼べるたぐいのものである。線形構造解析を用いた従来の設計法では、数多くの実験結果をもとに強度の下限值相当を決定し、安全性と信頼性を調和させていた。非線形構造解析を用いて構造物全体の性能を照査する場合にも、これに相当するものが必要ではないかと思う。「石橋を叩いて渡る」というようなことが、構造解析でもできないかという話である。

本稿では安全性に関する性能に限定しているが、性能設計の利点は、機能を保持するために必要な性能はすべて考慮できる点にある。そこでは、安全性や使用性ばかりでなく、環境適合性・経済的合理性なども必要に応じて考慮することになる。例えば、耐久性の問題は、安全性の中にも含まれて議論されている問題であるが、要求性能の一つとして独立させることも可能である。この耐久性こそ、線形解析で追跡できる範疇にはなく、線形解析でないという意味での非線形解析が不可欠な要求性能である。我が国の設計規準が世界をリードする時代が来るとすれば、耐久性の照査が具体的に解析技術を駆使して行えるようになったときであろうと考えている。既存構造物の維持・管理・補修・改築、これらはすべて数値解析シミュレーションによって性能を評価しなければならないものである。技術的に100年の耐久性が検討できないのであれば、時間軸としては設計寿命より短い定期点検期間程度でもよいから性能照査をできるようにすることが期待される。スクラップアンドビルドは文明の問題で、メンテナンスは文化の問題であるとの意見を耳にすることがある。文化であると定量化は難しいと思われるが、定量化しなければ性能照査ができないことも事実である。

このように考えてみると、諸外国で許容応力度設計法と限界状態設計法がしばらくの間共存したように、適合みなし規定と性能規定も共存し、線形解析と非線形解析も共存すると考えるのが一般的であろう。技術者としては、いかなる要求性能にも対応できる技術力を持ち、線形解析と非線形解析を適宜適切な形で使い分けて保有性能を評価し、構造物を設計することが望まれる。非線形解析としては必ずしもコンピュータによらなくてもよいように思う。保有性能の限界は多くの場合非線形現象になることを理解し、非線形的な見方を常にすることが肝心である。現象を非線形的に見れるかどうかは、性能の見極めに重要であり、線形解析のみのトレンド思考に頼りっきりで、進歩・発展がないように思う。ヴァーチャルリアリティ（仮想現実）からリアリティ（現実）への橋渡しが設計の醍醐味であるはずである。現時点では、FEM解析を用いた設計は難しいとの意見も聞く。線形のFEM解析でも十分でないのに、非線形のFEM解析などは背伸びしすぎであるとのそしりを受けるかもしれない。私自身も非線形構造解析については分からないことがたくさんあると思っている。それだからこそ、若い人に夢と希望を与えるテーマであるような気がする。背伸びをすれば、背も伸びるといふ。大いに背伸びをしようではありませんか。

技術評論

(株)宮地鐵工所 代表取締役社長 縣 保佑

行動を起こさなければ失敗は発生しない。然るに、行動を起こすと必ずといっていいほど失敗を伴う。しかし、失敗を恐れてはいけない。昔からの諺に、「失敗は成功の母」という言葉がある。これは今でも生きており、多くの成功は、失敗を礎にして生まれている。この失敗を最小限に止めることが人間の知恵であり、学習効果である。

我々の業務におけるおもな失敗の要因は、モラルの低下に伴い技術力の進歩が停滞すること、情報の伝達がスムーズでないこと、組織間の境界にエアポケットができ、連携に齟齬をきたしていることなどがあげられる。

橋梁製作において、標準マニュアルは品質を均一に保持するために重要なものである。しかるに、マニュアルはいつしか金科玉条のごとく扱われ、改定・改良が難しくなることがある。すなわち、いつしかそれに人間が支配されている。技術は日に日に変化しており、これに対応していくには、マニュアルにも息吹を与えていかなければ、技術は目的と乖離して陳腐化してしまう。このことと同様に、人に対して次のようなことが例えられる。真の成功者は、成功した段階から成功体験を捨て、新たな目標に向かっていく。しかし、成功体験にとどまっている人は、知らない間に壁を作っていくことになり、次のステップになかなか進むことができない。これは、人と橋梁製作技術という違いはあるが、よく似た現象である。

ところで、話を変えてわが橋梁業界の先行きを見てみよう。今まで、建設事業の鋼橋の分野は、長大橋をはじめ、世界全体に匹敵するような仕事が日本一国にあった。これは、いつまでも続く事象ではなかった。これからは、国家財政縮小のなかの適正な配分の下で事業を起こしていくことになる。すなわち、他業種も同様であるが、国民の声を聞きながらプライオリティの高いものから順に事業を進めていくことになる。そこには、従来と同じ企業数で半分くらいの仕事を行っていくことになるので、本当の意味の競争が生まれる。

この競争に打ち勝つためには、次のことが必要となる。すなわち、求められる品質の製品を、求められる価格で提供するということである。生産にこれだけの費用がかかったので、という論理は通りにくくなる。

一方、橋梁事業はすべてが減少傾向にあるわけではない。新しく増加する事業として、アセットマネジメントの分野がある。今後、より厳しくなる財政制約の下で、必要なインフラを安全、品質等という面で確保・維持していくには、新設よりも費用のかからない分野を求めていくのが自然の理である。そこで、我々の鋼橋の分野でも、新設工事に比べて保全事業の比率が大きくなっていく。現状では、スタートを切ってもないせいもあり、発注単価等見直される部分もあると思われるが、この分野での技術、システム等が利益を生み出すところまで育っていない。我々企業がこの分野を利益を生み出す柱のひとつに育てるためには、総合的な技術力が必要とされる。この保全事業は、計画（見積もり含む）→点検調査→設計→製作→現場施工→（再び）点検調査という総合技術である。これには、いろいろな要素技術が含まれている。技術を従来の組織で、設計・製造・架設というように仕切りを作ってしまうと、スムーズな業務の流れは期待できない。今こそ、この流れを妨げる仕切の撤去とともに、ここまでで学んだ中での問題点、課題を整理し、答えの出るものから順にひとつでも解決していかなければならない。このため、当社では平成16年度から保全事業の全社的体系化を図ったところである。関係各位の自覚と理解を期待したい。

これからは、受注量拡大のためいろいろな分野の事業および技術に取り組んでいくことになる。それが、保全事業、海外事業、また新しい技術分野であろうと、そこには新しいことに接する喜び、いろいろな技術を得る喜びがある。長大橋のように華々しい夢ではないが、新しいことを成し遂げることによる自ら掴み取る喜びは、夢の実現と言える。皆の力で夢の実現に向かっていこうではありませんか。

鋼・コンクリート合成床版 (QS Slab) の 中間支点上輪荷重走行試験

Wheel Load Running Tests Under Negative Moment Region of Continuous Composite Girder Bridge with Steel Concrete Composite Slab (QS Slab)

林 暢彦*¹ 内田 智文*¹ 佐藤 徹*² 能登 宥愿*³
Nobuhiko HAYASHI Tomofumi UCHIDA Toru SATOH Hiroyoshi NOTO

Summary

For applying a continuous composite girder bridge with steel concrete composite slab to an actual bridge of Metropolitan Expressway, wheel load running tests were carried out to confirm the fatigue durability of steel concrete composite slab under the negative moment region.

In this paper, the experimental results on flexural rigidity change of composite slab and girder, cracking of concrete and effect of a waterproofing are reported. Moreover FEM analyses are conducted to verify experimental results.

キーワード：連続合成桁、輪荷重走行試験、負曲げ領域、水の影響

1. はじめに

首都高速OE工区では、合成床版を有する鋼連続合成桁橋を一部採用することとなった¹⁾。合成床版の疲労耐久性は、輪荷重走行試験結果の相対評価²⁾による性能保証が行われ、連続合成桁の中間支点部の耐荷性状に関しては、負曲げ荷重静的載荷試験によるひび割れ特性の検討³⁾によって、要求性能を満足することが確認されている。しかし、首都高速道路の連続合成桁への適用に際しては実橋における主桁作用による引張力と床版作用による応力の重ね合わせ状態での耐久性を評価する必要があることから、負曲げ荷重作用下における輪荷重走行試験を行うこととした。本論文では中間支点部輪荷重走行試験結果から、連続桁中間支点部の負曲げモーメントの作

用(図-1)に対し、床版の剛性と合成桁としての主桁剛性に着目した試験結果について報告する。さらに、試験結果の検証を目的としたFEM解析、滞水状態の疲労耐久性を確認するために実施した水張り走行試験についても合わせて報告するものとする。

2. 試験概要

(1) 試験目的

本試験は以下に示す点に着目し、L荷重による主桁作用とT荷重による床版作用との重ね合わせ応力状態を縮小模型で再現した輪荷重走行試験を実施した。

- ・連続合成桁中間支点上における合成床版の耐久性
- ・床版の耐久性に及ぼす水の影響と防水層の効果
- ・載荷方法の違いが床版の耐荷性状と耐久性に及ぼす影響

(2) 試験方法

本試験では2体の供試体による載荷試験を実施した。その試験方法の概要を以下に示す。

① T荷重階段載荷試験

載荷方法は図-2に示すように、負曲げ荷重Rを一定とし、輪荷重Wを10万往復回ごとに137kN, 157kN, 177kNと階段状に変化させた。

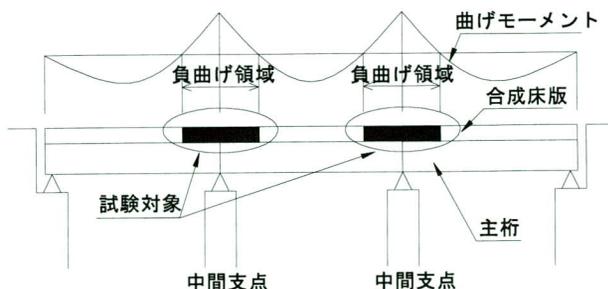


図-1 試験対象位置

*¹技術本部技術研究所技術開発課

*²技術本部技術研究所技術開発課課長

*³技術本部技術研究所所長

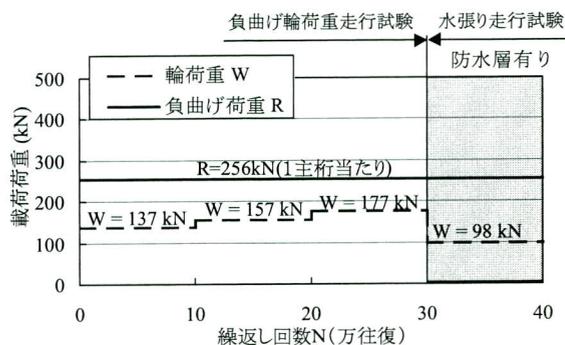


図-2 T荷重階段載荷試験



図-3 L荷重階段載荷試験

表-1 実橋の応力と負曲げ荷重

| 上側配力鉄筋 | 鉄筋応力度 (N/mm^2) | 曲げモーメント ($kN \cdot m$) | 負曲げ荷重 (kN) |
|--------------|-----------------------|-----------------------------|-------------------|
| 合成後死荷重 (D2) | 39.6 | -146.74 | 136 |
| 活荷重 (0.6L相当) | 34.9 | -129.32 | 120 |
| D2 + 0.6L | 74.5 | -276.06 | 256 |

② L荷重階段載荷試験

載荷方法は図-3に示すように、輪荷重 W を一定とし、負曲げ荷重 R を10万往復ごとに1主桁当たり256kN, 333kN, 412kNと階段状に変化させた。

③ 水張り走行試験

30万回往復終了後、T荷重階段載荷試験の供試体は床版上面に防水層を施工して、L荷重階段載荷試験の供試体は防水層を施工せずに水張り走行試験を実施した。

(3) 試験荷重

1) 負曲げ荷重

T荷重階段載荷試験における負曲げ荷重 R はOE33工区の基本設計計算書から上側配力鉄筋応力度に着目し、合成後死荷重 (D_2) と合成後活荷重 (L) の重ね合わせ応力度が $D_2 + 0.6L$ 相当になる荷重を載荷するものとして⁴⁾、1主桁あたり $R = 256kN$ と決定した(表-1)。なお、負曲げ荷重は試験体における床版有効幅を2径間連続桁の

中間支点上として計算し、主桁+コンクリートを無視した合成床版による合成桁としての断面剛性の抵抗曲げモーメントを、単純ばりに作用する集中荷重を作用させ、等価な応力を発生させる荷重を求めた。合成床版の有効断面は、中間支点付近に設けた底鋼板のパネル接合部を高力ボルト摩擦接合としているため、底鋼板+配力鉄筋としている。

L荷重階段載荷試験における負曲げ荷重は、上記の活荷重応力度を0.6L相当から、1.0L相当及び1.4L相当までの3種類を考慮するものとし、以下に示す負曲げ荷重を決定した。

- ① $R = 256 kN$: $D_2 + 0.6L$
- ② $R = 333 kN$: $D_2 + 1.0L$
- ③ $R = 412 kN$: $D_2 + 1.4L$

2) 輪荷重

輪荷重 W は、床版に発生する輪荷重によるせん断応力の相似性を考慮し、試験モデル、実橋モデルのFEM解析を実施して、次頁に示す載荷輪荷重を決定した⁵⁾。

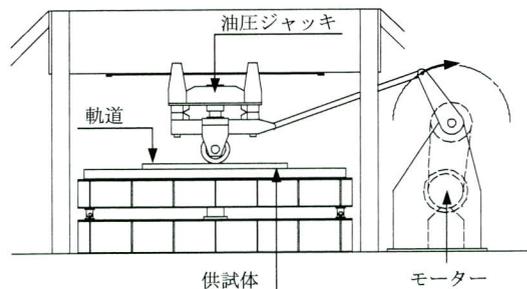


図-4 試験装置概要



写真-1 試験状況

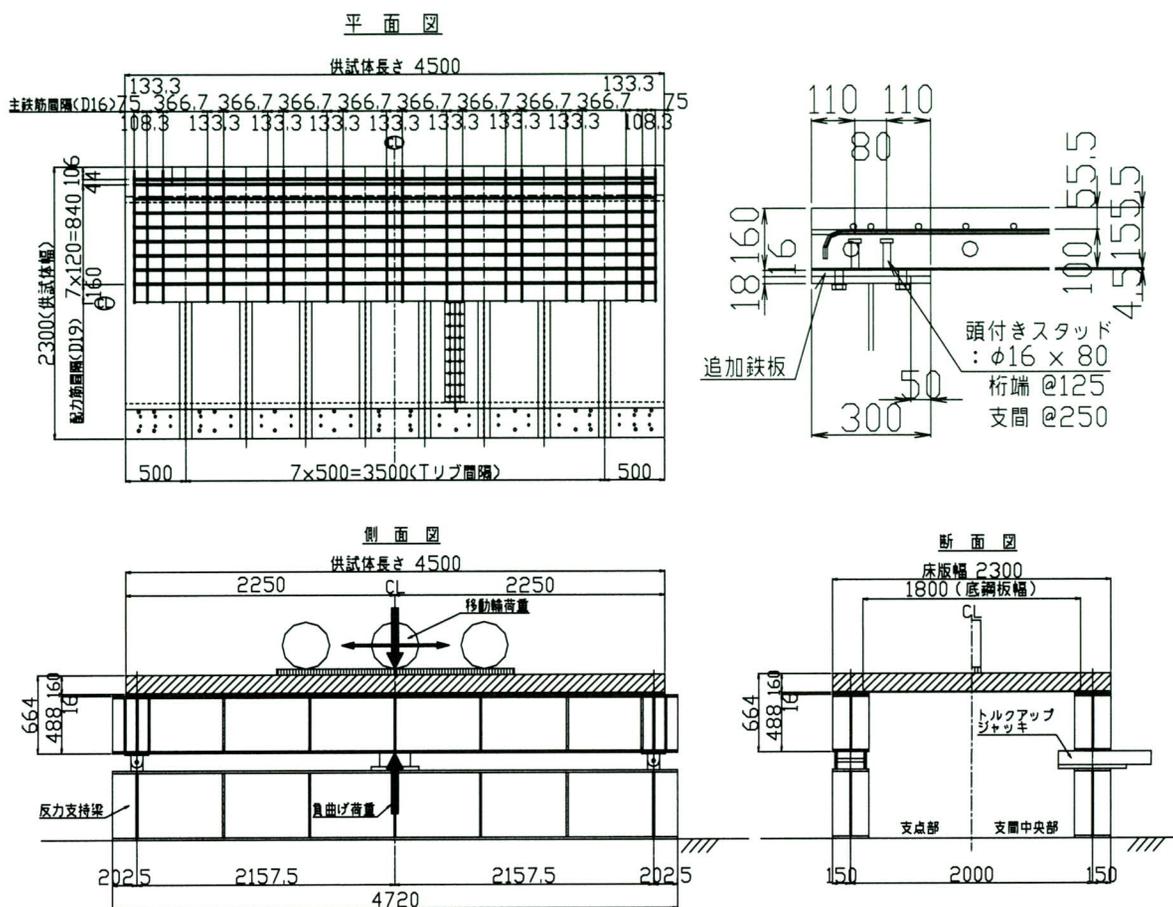


図-5 供試体概要

- ① $W = 137 \text{ kN}$: 設計輪荷重+衝撃
- ② $W = 157 \text{ kN}$: 過積載相当
- ③ $W = 177 \text{ kN}$: 過積載相当の1割増し

(4) 試験設備

試験は、大阪大学の所有する輪荷重走行試験機を使用して実施した。図-4に試験装置の概要図、写真-1に試験状況を示す。

(5) 供試体

合成床版の寸法は試験設備の制約から幅：2.3m、床版支間長：2.0m、長さ：4.5mとし、床版厚は、中間支点部における実橋でのひび割れ性状を確認する目的から、「合成床版 設計・施工マニュアル [(社)日本橋梁建設協会]」に準拠し、床版厚16cm (実橋の床版厚26cmの2/3)とした。供試体の詳細を図-5, 表-2に示す。

合成床版のコンクリート強度 ($\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$) は、試験開始後の実強度が設計基準強度程度となるよう配合し、膨張材の使用量は低添加型膨張材 20 kg/m^3 とした。

表-2 合成床版の供試体緒元

| | |
|---------------------|-----------------------------------------|
| 底鋼板板厚 | 4.5mm |
| 主鉄筋方向鋼材量 (単位断面) | 主鉄筋:4-D16(7.94cm ²) |
| | T形リブフランジ:2-100×10(20.0cm ²) |
| 配力鉄筋方向鋼材量 (単位断面) | 底鋼板:1000×4.5(45.0cm ²) |
| | 配力鉄筋:D19@125(22.9cm ²) |
| 鉄筋比 | 底鋼板:1000×4.5(45.0cm ²) |
| | 主鉄筋方向:1.8%(T形リブを含む) |
| 純かぶり | 配力鉄筋方向:1.5% |
| | 主鉄筋:55.5mm |
| | 配力鉄筋:36.5mm |

表-3 コンクリートの圧縮強度、静弾性係数

| 材齢(日) | 圧縮強度(N/mm ²) | 弾性係数($\times 10^4 \text{ N/mm}^2$) |
|-------|--------------------------|--------------------------------------|
| 7 | 20.7 | — |
| 28 | 27.2 | — |
| 35 | 30.8 | 2.63 |

コンクリートの圧縮強度試験、静弾性係数試験の結果を表-3に示す。

3. 試験結果と解析結果

(1) T荷重階段載荷試験

1) 床版のたわみ

走行回数と換算活荷重たわみ関係を図-6に示す。ここで換算活荷重たわみとは、各荷重段階での輪荷重による床版たわみを98kNで換算したたわみである。たわみの増加量は0から1万往復回の間が大きく、1万往復回からT荷重階段試験終了の30万往復回までにおいては、たわみはあまり増加していない。

2) 主桁系の応力分布

各走行回数での負曲げ荷重静的載荷試験における、主桁系応力分布を図-7に示す。これより、主桁系応力分布は平面保持が成立しており、主桁と合成床版は一体化して挙動している様子が見受けられる。そして、初期載荷時から輪荷重走行終了時に至るまで、コンクリート全断面有効とする挙動に近く、所要の剛性を十分確保していることが確認できた。

3) ひび割れ発生状況

負曲げ荷重初期載荷時のひび割れ状況を図-8、30万往復回終了後のひび割れ状況を図-9に示す。図-8、図-9より、発生したほとんどのひび割れは負曲げ荷重の初期載荷時に発生しており、輪荷重の走行に伴い多少進展するものの、新たに発生するものはあまり見られない。そして、ひび割れの多くはT形リブフランジ端部から発生している傾向がある。

走行回数とひび割れ密度の関係を図-10に示す。図-10より、ひび割れの多くは0から10万往復回の間において、発生または進展したものであることがわかる。

(2) L荷重階段載荷試験

1) 床版のたわみ

走行回数と床版の換算活荷重たわみ関係を図-11に示す。たわみの増加量は、T荷重階段載荷試験と同様に0から1万往復回の間が大きく、1万往復回からL荷重階段試験終了の30万往復回までにおいては、たわみはあまり増加しなかった。

2) 主桁系の応力分布

各走行回数での負曲げ荷重静的載荷試験における、主桁系応力分布を図-12に示す。10万往復回までは、主

桁系応力分布はコンクリート全断面有効とする挙動を示すが、30万往復回終了時にはコンクリート断面無視の理論値に近づいている。

T荷重階段載荷試験結果と比べL荷重階段載荷試験では、コンクリートのひび割れ幅が大きくなって、剛性低下をもたらしていると考えられる。

3) ひび割れ発生状況

負曲げ荷重初期載荷時のひび割れ状況を図-13、30万往復回終了後のひび割れ状況を図-14に示す。負曲げ荷重初期載荷時と30万往復回終了時を比べると、図-14では多くの新しいひび割れが発生し、既存のひび割れも進展していることが分かる。これは負曲げ荷重の大きさや載荷方法がT荷重階段載荷試験と異なるためと考えられる。

また、ひび割れの多くはT形リブフランジ端部、T形リブ間隔の中間位置から発生している傾向がある。

走行回数とひび割れ密度の関係を図-13に示す。図-13より、そのほとんどのひび割れはT荷重階段載荷試験と同様に0から10万往復回で発生または進展したものであることがわかる。しかし、30万往復終了時のひび割れ密度においてはT荷重階段載荷試験結果に比べ0.6 m/m²程大きい、これは荷重ステップの第一段階で増加したもので第二段階以後の増加は少ない。

(3) 試験結果のまとめ

T荷重階段載荷試験とL荷重階段載荷試験の走行回数と床版の換算活荷重たわみ関係を図-16、累積換算回数 ΣN_{eq} と床版の換算活荷重たわみ関係を図-17に示す。ここで累積換算回数 ΣN_{eq} は、床版の疲労損傷にマイナー則が適用できることから文献6)を参考に下式により求まる N_{eq} の総和とする⁶⁾。

$$N_{eq} = \sum \left(\frac{P_i}{P_o} \right)^{11.21} \times n_i$$

そして、両試験結果から負曲げ荷重載荷時、各走行回数時におけるひび割れ密度の増加量を図-18に示す。

試験結果の比較から、得られた知見を以下に示す。

- ・ 図-16, 17より、床版の換算活荷重たわみは、T荷重階段載荷試験結果がL荷重階段載荷試験結果より若干大きい、大きな差は認められない。
- ・ 図-18より両試験のひび割れ密度は、負曲げ荷重初期載荷時から10万往復回の間大きく増加しており、

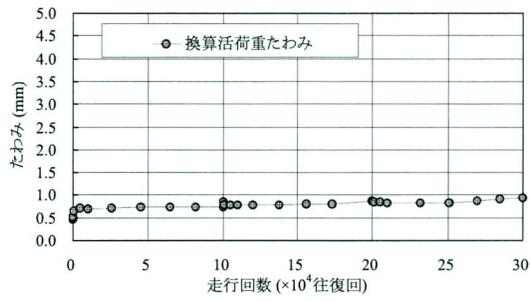


図-6 T荷重階段載荷試験の床版たわみ変化

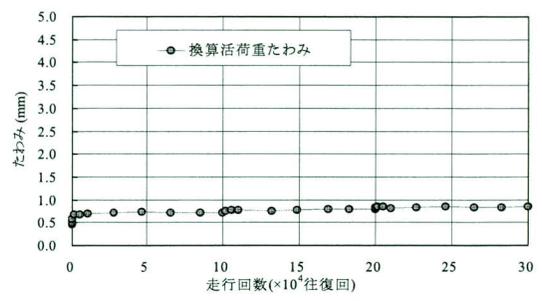


図-11 L荷重階段載荷試験の床版たわみ変化

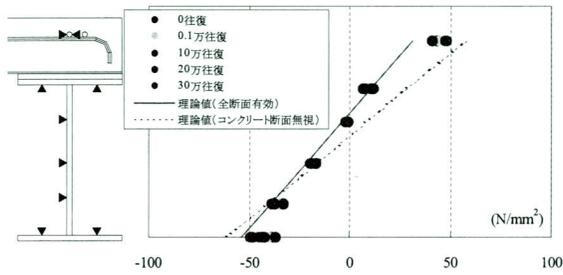


図-7 T荷重階段載荷試験の主桁系応力分布

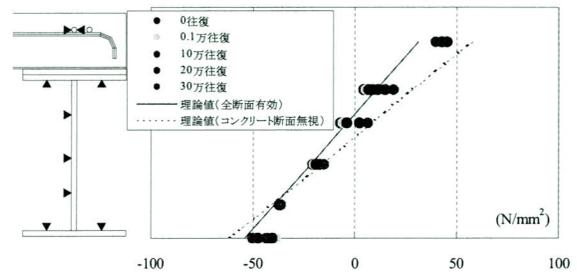


図-12 L荷重階段載荷試験の主桁系応力分布

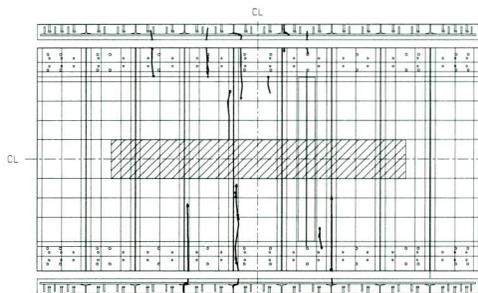


図-8 負曲げ荷重初期載荷 (T荷重階段載荷試験)

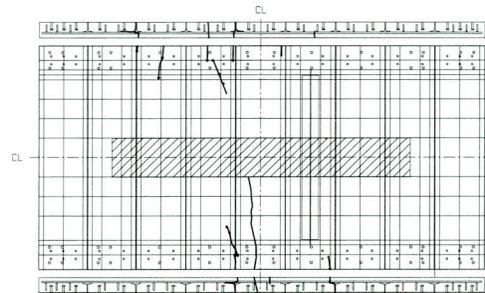


図-13 負曲げ荷重初期載荷 (L荷重階段載荷試験)

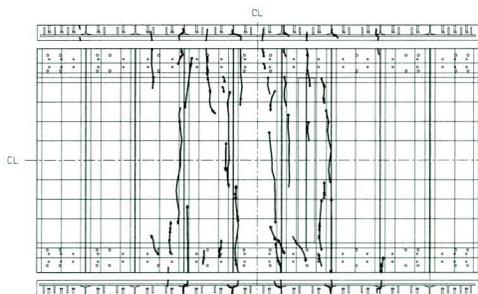


図-9 30万往復回終了 (T荷重階段載荷試験)

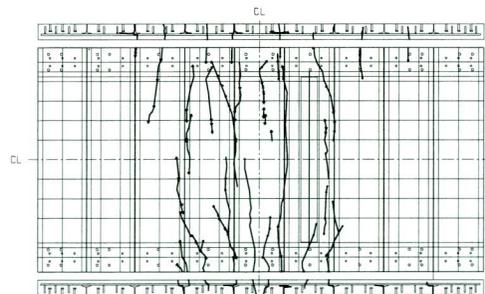


図-14 30万往復回終了 (L荷重階段載荷試験)

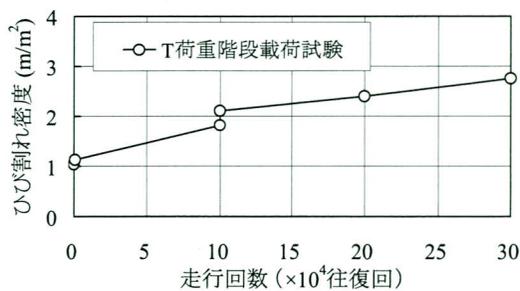


図-10 T荷重階段載荷試験のひび割れ密度の変化

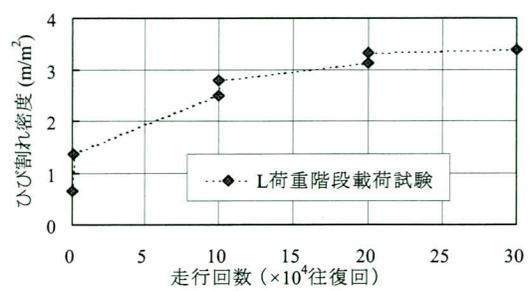
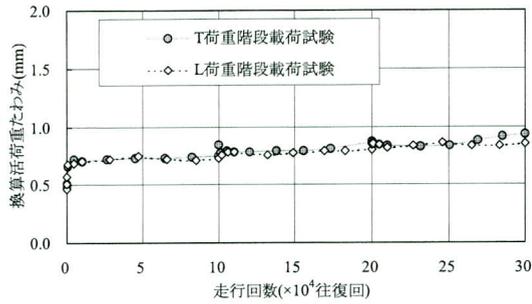
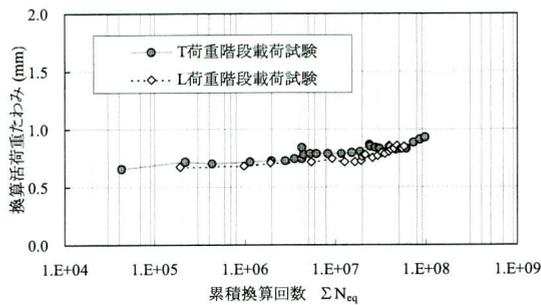


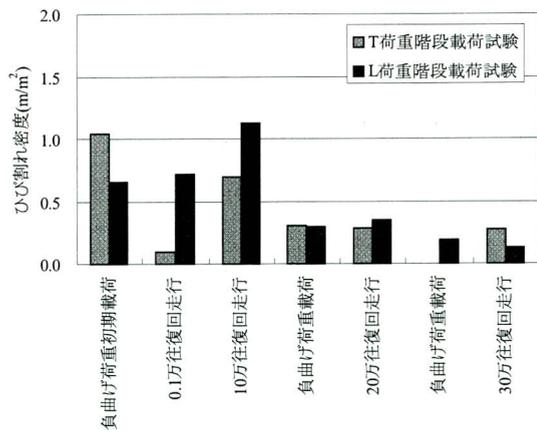
図-15 L荷重階段載荷試験のひび割れ密度の変化



図一 16 両試験の床版たわみの比較 (その1)



図一 17 両試験の床版たわみの比較 (その2)



図一 18 ひび割れ密度の変化

それ以降は、走行回数の増加、負曲げ荷重の増加の影響を受けることなく、増加量も小さい。

しかし両試験の主桁系応力分布において、L荷重階段載荷試験結果は、T荷重階段載荷試験に比べ鋼桁上フランジ、ウェブ上縁の応力にバラツキがわずかながら生じており、コンクリートが徐々に有効に働かなくなっている。

以上より、ひび割れ密度は負曲げ荷重初期載荷時と10万往復回までの輪荷重走行の間に増加している。

そして、床版のたわみもひび割れ密度と同様に、負曲げ荷重初期載荷、0から1万往復回の間増加し、それ以降あまり大きく変化しない。しかし、負曲げ荷重が大きくなると、合成桁の剛性は徐々に低下すると考察される。

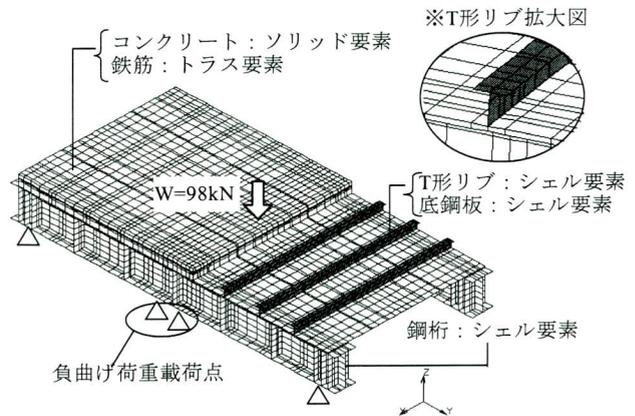
(4) FEM解析

1) 解析モデル

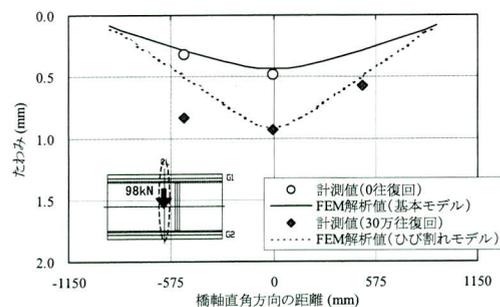
静的荷重載荷試験結果と比較することを目的とし、FEM解析を実施した⁷⁾。解析モデル、モデルを構成する要素、拘束条件を図一19に示す。解析モデルにおいては、T形リブの形状を表現するためにシェル要素を用いてモデル化した。

2) ひび割れのモデル化

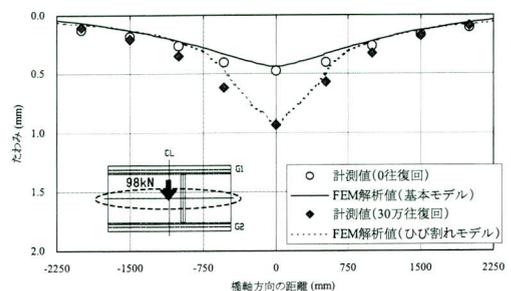
解析モデルはコンクリートを全断面有効とする「基本モデル」と「ひび割れモデル」の2種類を作成した。ひび割れモデルは次頁に示すひび割れを考慮した。



図一 19 解析モデルの概要



図一 20 橋軸直角方向床版たわみ分布



図一 21 橋軸方向床版たわみ分布

- ・負曲げ荷重により発生するT形リブフランジ端部から床版上面への橋軸直角方向ひび割れ (図-8, 図-13)
 - ・輪荷重走行により発生する床版下面から中立軸へのひび割れ (輪荷重による引張領域のひび割れ)
- 以上のひび割れを、隣接するソリッド要素に二重節点を作成するモデルで構成し、その二重節点間に節点力を伝達しないモデルとした⁸⁾。

3) 解析結果と計測結果の比較

T荷重階段載荷試験のたわみ分布を図-20, 21に示し、同時に基本モデル、ひび割れモデルの解析結果も示す。荷重走行前の0往復回の計測結果は、コンクリートを全断面有効とする基本モデルの解析結果と一致しており、30万往復回の計測結果は多少バラツキを示しているが、ひび割れモデル解析結果とほぼ等しい。

以上より、輪荷重走行後の計測結果は、負曲げ荷重によるT形リブ位置でのひび割れや輪荷重走行による引張領域でのひび割れをモデル化することで再現することができると考えられる。

(5) 水張り走行試験

1) 水張り走行試験概要

各試験の30万往復走行後に、床版上面に水を張り滞水状態で輪荷重を走行させる水張り走行試験を実施した。

T荷重階段載荷試験に使用した供試体は床版上面のブラストの後、防水層 (ウレタン系速硬化型床版防水システム) を施工した状態で、L荷重階段載荷試験供試体は防水層を施工しない状態で試験を実施した。この試験の目的は、床版の耐久性に及ぼす水の影響⁹⁾と防水層の効果を確認するものである。

2) 防水層を施工した供試体の試験結果

走行回数と床版たわみ関係を図-22に示す。防水層を施工した供試体は40万往復回 (水張り走行10万往復

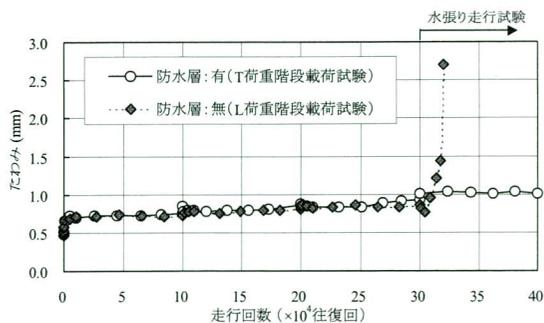


図-22 試験結果 (床版たわみ)

回)に至るまでたわみは増加せず、たわみ分布、ひずみにおいても変化は確認できなかった。これより、床版の剛性は低下することはなかったと判断できる。そして、床版下面、側面からの漏水も認められなかったことから、防水層を施工することにより床版への水の浸入を防ぐことができたと言える。(写真-2)



写真-2 水張り走行試験終了時の状況 (防水層有り)



写真-3 水張り走行試験 (防水層無し)

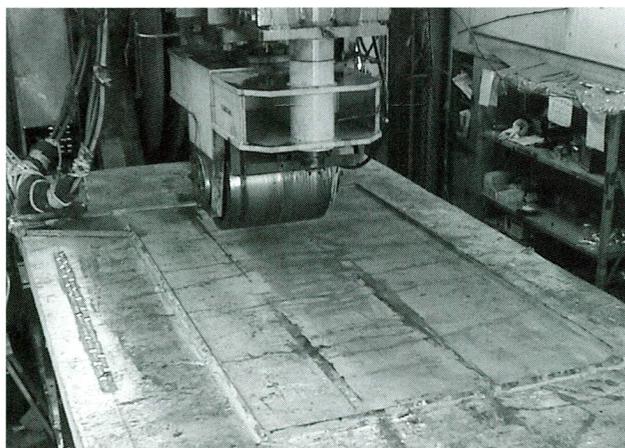


写真-4 水張り走行試験 (防水層無し) のひび割れ

3) 防水層を施工しない供試体の試験結果

防水層を施工しなかった供試体においては32万往復回(水張り走行回数2万往復回)で急激にたわみが増加し、破壊に至った。これは、水の影響によりコンクリートの砂利化が進み、床版剛性が急激に低下した結果と考えられる。破壊に至る経過、状況を以下に著述する。

- ① 30.1万往復回：ひび割れからの気泡の発生(写真-3)
- ② 30.5万往復回：床版側面からの漏水開始、ひび割れからのセメント成分の遊離
- ③ 31万往復回：ひび割れ近傍にセメント成分の堆積、継手部からの漏水
- ④ 31.8万往復回：ひび割れ幅の増大、砂利化の進行
- ⑤ 32万往復回：ひび割れ幅の更なる増大(写真-4)、漏水量の増加、目視によるたわみの増大

防水層を施工しなかった供試体はL荷重階段載荷試験のひび割れの存在している状態から試験を開始しているので、試験開始直後にひび割れから水の浸入があったと考えられる。そして、その後漏水の確認とともにたわみ量が増加したことから、急激な床版剛性の低下は水の影響によるものと判断できる。

4. おわりに

本論文では、T形リブを用いた鋼・コンクリート合成床版の中間支点部に対する輪荷重走行試験について報告した。ここでの試験結果より、得られた知見を以下に整理する。

- ・ T荷重階段載荷試験、L荷重階段載荷試験を実施したことにより負曲げ領域下での合成床版の耐久性が確認できた。
- ・ 合成床版の耐久性に及ぼす水の影響が大きいことを確認した。
- ・ 防水層を施工したことにより、床版の耐久性を飛躍的に増大させることができる。
- ・ 両試験結果より、負曲げ荷重の増加に伴うコンクリートのひび割れの発生によって合成桁としての剛性は若干低下するものの、床版としての機能に対しては大きな影響はなかった。

以上の内容より、本合成床版は要求する性能を十分に満足し、高い耐久性を有していることがわかり、連続合

成桁の中間支点上への適用において全く問題ないことを確認できた。

最後に本試験を行うにあたり大阪大学の松井繁之教授、大学院生の福井正章氏、川田工業(株)の橋吉宏氏、柳澤則文氏、首都高速道路公団には多大なご指導、貴重なご意見を賜りました。ここに記して深謝致します

<参考文献>

- 1) 大久保, 山本, 岩城, 北川, 渡辺: 合成床版を有する鋼連続合成少数桁橋の設計, 鋼構造年次論文報告集, 第10巻 pp.149-156, 2002年11月.
- 2) 土木研究所: 道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書(その5), 平成13年3月.
- 3) 村山, 吉崎, 西川, 矢部, 橋, 大垣, 済藤: 合成床版を有する合成桁の中間支点部負曲げ実験, 土木学会第56回年次学術講演会, CS7-043 pp.466-467, 平成13年3月.
- 4) 中菌, 安川, 稲葉, 橋, 秋山, 佐々木: PC床版を有する鋼連続合成2主桁橋の設計法(上), 橋梁と基礎, Vol.36 No.2 pp.27-35, 2002年2月.
- 5) 柳澤, 橋, 内田, 佐藤, 松井, 久保田: 鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験(その1: 床版剛性に着目した試験結果), 土木学会第59回年次学術講演会概要集, 2004年9月.
- 6) 庄中, 大西, 横山, 関口, 堀川: 道路橋RC床版の疲労耐久性を評価するための試験方法について, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp.17-24, 平成15年6月.
- 7) 日本エムエスシー(株), MSC.Marc 2001 日本語オンラインマニュアル
- 8) 街道, 渡辺, 橋, 松井, 堀川: 鋼・コンクリート合成床版の輪荷重走行試験および3次元有限要素解析における疲労耐久性評価, 構造工学論文集, pp1119-1130, 2004年3月.
- 9) 松井: 移動輪荷重を受ける道路橋RC床版の疲労強度と水の影響について, コンクリート工学年次論文報告集9-2, pp.627-632, 1987.

2004.10.12 受付

合成床版「QS Slab」適用時の桁配置に関する提案

Proposals for Arrangement of Girder with Composite Slab (QS Slab)

奥村 恭司*¹ 儀保 陽子*²
 Kyoji OKUMURA Yoko GIBO

Summary

Steel-concrete composite slabs have been increasingly adopted for rationalized bridges such as bridges with fewer steel girders. The authors do not think that it is a substitute for PC slab, but consider that a method of using its structural characteristics will be made available. The authors focus on the possibility that additional bending moment by difference of stiffness of support girders, which is disadvantageous in a concrete-based slab, is advantageous for a steel-concrete composite with a bottom steel plate which is effective in positive bending. Based on this idea, the authors propose the optimum arrangement of girders with QS Slab.

キーワード：少数桁橋、付加曲げモーメント

1. まえがき

鋼橋の合理化橋梁の代表である少数I桁橋は、当初PC床版との組合せが前提であったが、軽量化が図れること、施工性に優れ、本体構造への制約が少ないなどのメリットにより鋼・コンクリート合成床版が採用される事例が増えている。床版形式の検討段階では、一般的にRC床版の他に長支間対応床版として、PC床版、合成床版を並べその得失を比較することになるが、両者の桁配置は同じままとされる場合が多い。この場合、最初に普及したのがPC床版であるという歴史的経緯から基本的にPC床版の桁配置に合成床版を当てはめることが多いと思われる。

しかしながら、PC床版と合成床版ではその耐荷機構が大きく異なっており、本来合成床版に最適な桁配置はPC床版とは異なるはずである。PC床版はプレストレスにより発生する引っ張り応力を相殺できるため、張り出し部、中間支点部などの負曲げ部への対応性が高い一方、正曲げ区間に対しては、支間長が大きくなると死荷重応力が増えその分さらにプレストレス量を増す必要がある。逆に合成床版は、張り出し部、負曲げ部への対応は基本的にRC床版と遜色ないが、正曲げ区間に対しては、引張側を底鋼板が、圧縮側をコンクリートが受け持つ合成機構により支間長に応じて床版厚を増す度合いが少なく済む。さらに、コンクリート系の床版では不利とな

る支持桁の不等沈下が中間支点部曲げモーメントを低減するため、底鋼板の応力に余裕があれば、上面のコンクリートに発生する引張応力の低減が可能となる。

そこで、合成床版の特性を生かした桁配置として主桁間に剛性の比較的小さい（経済的な）縦桁を配置し、張り出し長をPC床版よりやや小さくした少数桁橋を提案する。

2. 検討断面

検討する幅員構成は、図-1に示す2車線の道路とする。PC床版の場合の桁配置は、床版支間長を6.0mとした2主桁橋で床版厚32cmの案が標準的と考えられる。

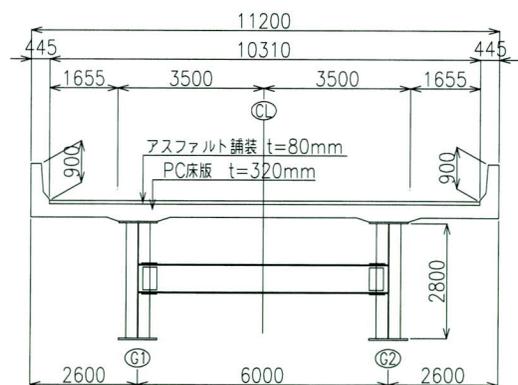


図-1 断面図 (PC床版の場合)

*¹技術本部設計部設計二課課長

*²技術本部設計部設計二課

3. 比較設計

(1) 比較設計条件

平均支間長 52.0m の合成床版を有する総幅員 11.2m の 3 径間連続非合成 2 主桁橋を想定して比較設計を試みた。

桁配置は PC 床版に準じた主桁間隔 6.0m で縦桁無しのケースと主桁間隔 7.0m で縦桁有り・無しの 2 ケースの計 3 ケースとした。横桁間隔は全ケースとも 6.0m とした。

床版厚 hc は、鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物第 3 編 7.5 に定めるコンクリート厚さに底鋼板の厚さを考慮した式

$$hc = 2.5L + 11 \quad (L : T \text{ 荷重に対する床版の支間長 (m)})$$

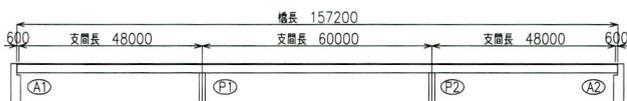
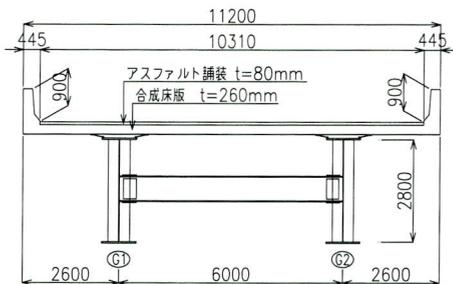
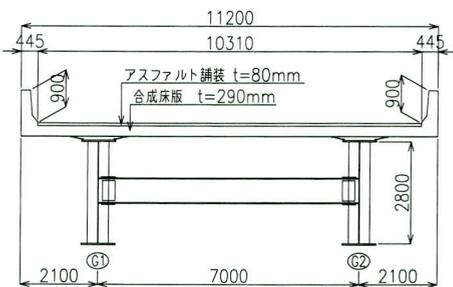


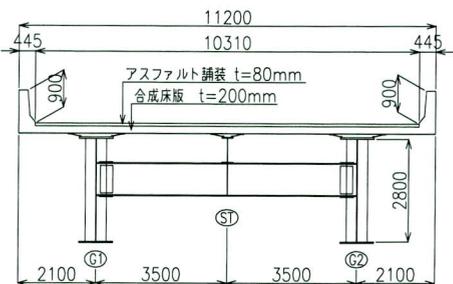
図-2 側面図



Case1. 縦桁なし (床版支間 6.0m)



Case2. 縦桁なし (床版支間 7.0m)



Case3. 縦桁あり (床版支間 3.5m)

図-3 断面図

によりそれぞれ決定した。主桁は腹板高さ 2.8m とし水平補剛材 1 段とし、フランジ幅・板厚はそれぞれ最適となるよう決定した。なお、使用材質は SM490Y 材までとした。

(2) 比較設計結果

比較設計数量の結果を表-1 に示す。Case3 については他の 2 ケースと比較して、縦桁を設けるため材片数 12 ~ 15 %、部材数 28 %、塗装面積 19 % 増しとなった。しかし、Case3 は床版支間が小さく床版厚を薄くすることができるため死荷重が低減され、鋼桁重量は最も小さくなった。結果、工事費についてはどのケースも大差がない。

表-1 鋼桁比較設計数量

| 設計のケース | Case1 | Case2 | Case3 |
|------------------------|---------|---------|---------|
| 縦桁の有無 | 無 | 無 | 有 |
| 床版支間 (m) | 6.0 | 7.0 | 3.5 |
| 床版張出し長 (m) | 2.6 | 2.1 | 2.1 |
| 床版厚 (mm) | 26 | 29 | 20 |
| 大型材片数 | 137 | 137 | 154 |
| 重量 (t) | 328 | 337 | 318 |
| 小型材片数 | 1172 | 1172 | 1346 |
| 重量 (t) | 49 | 51 | 46 |
| 主部材重量 (t) | 389 | 399 | 375 |
| 部材数 (個) | 61 | 61 | 78 |
| 塗装面積 (m ²) | 3354 | 3430 | 4035 |
| 死荷重 (tf) | 2320 | 2450 | 2050 |
| 工事費 (千円) | 342,300 | 348,100 | 343,600 |
| 工事費 (%) | 99.6 | 101.7 | 100.0 |

(3) 付加曲げモーメントの影響

Case3 は主桁と剛性の小さい縦桁を配置するため、床版には不等沈下による付加曲げモーメントが生じる。付加曲げモーメントが生じる場合、T 荷重による曲げモーメントにどのような影響を及ぼすのか検討を行った。

付加曲げモーメントは「建設省土木研究所 1338 号」を用いて算出した。不等沈下がないという仮定で算出される床版の曲げモーメントに付加曲げモーメントを重ね合わせたものを付加曲げモーメントを考慮した T 荷重による曲げモーメントとする。(図-4)

付加曲げモーメントにより、中間支点部の負曲げは低減され張出し部の負曲げ以下となる。Case3 のような桁配置は床版支間と張出し長を小さくすることができ、また、中間支点部の負曲げを低減することができるので合

成床版に適した桁配置であるといえる。

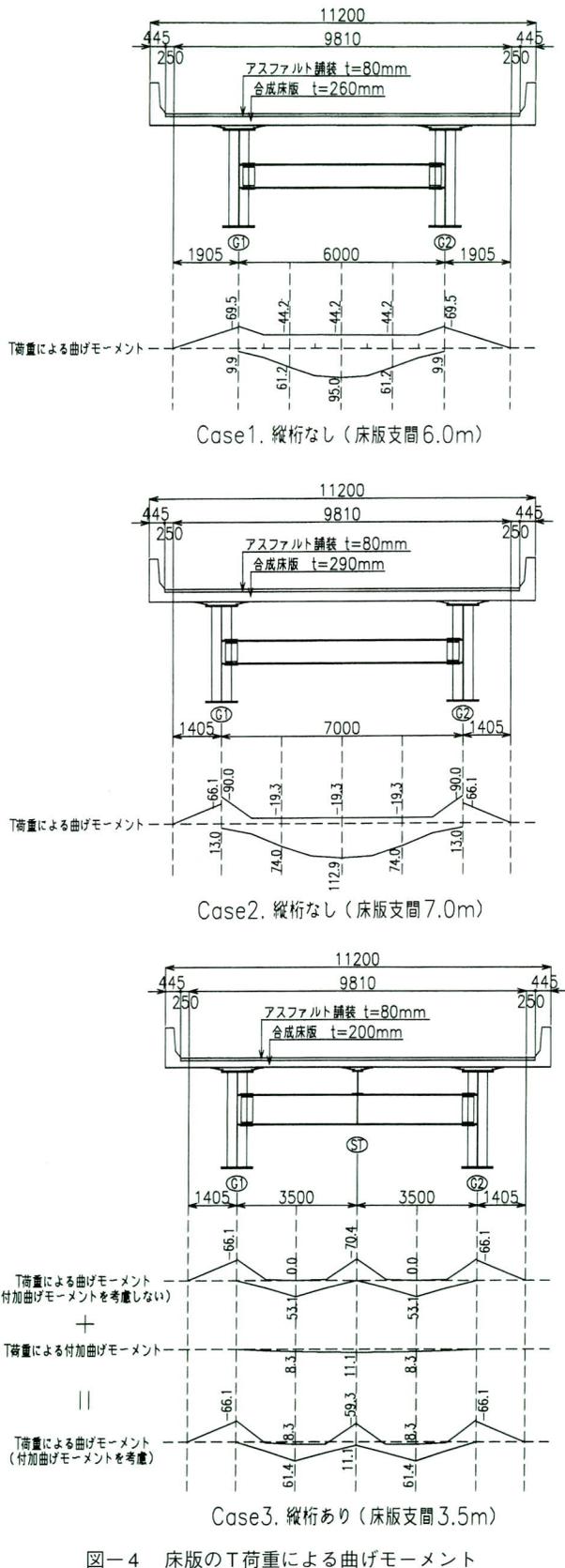


図-4 床版のT荷重による曲げモーメント

4. 立体的機能の確保

横構を省略する少数桁橋は、橋全体の立体的機能を確保するため、構造物全体でその機能を補完する必要がある。横荷重への抵抗は床版が担い、ねじりモーメントは偶力に変換し主桁の鉛直曲げ剛性にて抵抗する。したがって、主桁間隔が大きい桁配置 (Case2, Case3) の方が立体的機能を確保するうえで有利な構造である。

但し、横桁の断面、取り付け部の疲労を考慮した構造を別途検討する。

5. 耐久性の確保

道路橋示方書・同解説 (以下、道示) は、その改訂の度毎に耐久性の向上を図る規定が強化されてきた。最新版 (平成14年3月) では新たに「耐久性の検討」の章が加えられ、より耐久性に配慮した設計が求められている。コンクリートを主体とする床版の疲労現象についてはその進展メカニズムが複雑であるが、応力振幅にある程度依存することは間違いない。よって、設計で対応できる手段のひとつは、発生する応力振幅、特に床版上面の引張応力を抑え、有害なひび割れの発生を防ぐことである。

提案する Case3 のような桁配置では、付加曲げモーメントにより合成床版の耐久性を低下させる要因である床版上面の引張応力が軽減される。(図-5)

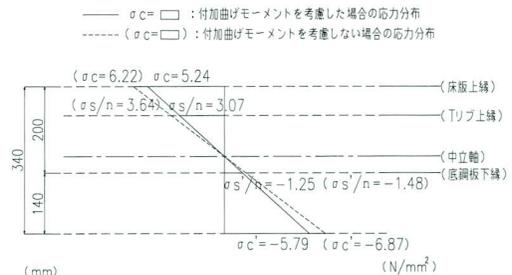


図-5 Case3 縦桁上支点部応力分布図

6. 維持管理性

合成床版の疲労耐久性については、各種輪荷重走行試験等性能確認試験により既往のRC床版と同等以上であることが確認されている²⁾。QSスラブにおいては、中間支幹部主桁の負曲げの影響も考慮した輪荷重走行試験を行い、疲労耐久性の確認をしている³⁾。しかしながら、実橋では雨水の浸透、路面凍結剤の影響、温度変化、飛

来塩分等の厳しい環境下におかれるため、所期の耐久性を確保出来ない可能性は否定出来ない。路面からの浸水は、舗装および床版上面の防水層により防ぐことになるが、現状の防水層の耐用年数が十分でなく、舗装の下にあるためその管理も困難である。

したがって、合成床版の疲労耐久性が既往の床版以上にあるといえども、実橋では同様の維持管理が必須であり、場合によってはコンクリートの打ち換えなどの補修を施すケースにも対応が必要である。

提案する桁配置案では、下図-6に示すように従来の2主少数縦桁の課題であった床版補修時の交通確保が容易であり、維持管理面においても利点を有する構造である。

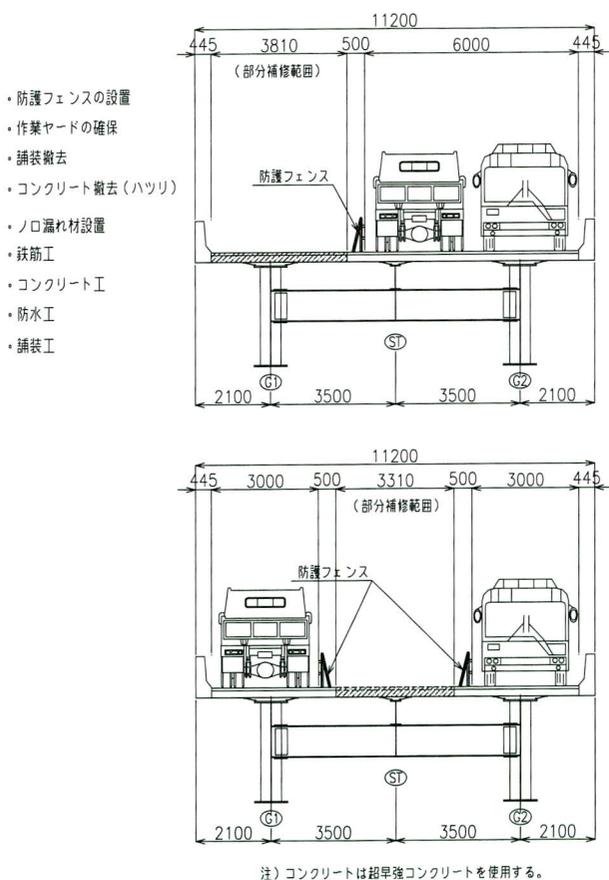


図-6 Case3 合成床版部分補修要領図

7. 経済性

図-7に塗装仕様（C-2）の場合の各案のライフサイクルコスト比較を示す。縦桁を有するCase3は、塗装面積が大きく他案よりも若干割高となっている。

ただし、上記比較は補修の全く無い理想的な状態にお

ける比較である。想定していない規模の地震による損傷など、床版の補修機会があれば逆転する可能性がある。

また、本検討では上部工のみの比較としたが、下部工、基礎工については他案に比べ死荷重の1割以上小さい縦桁設置案Case3が最も有利となる。

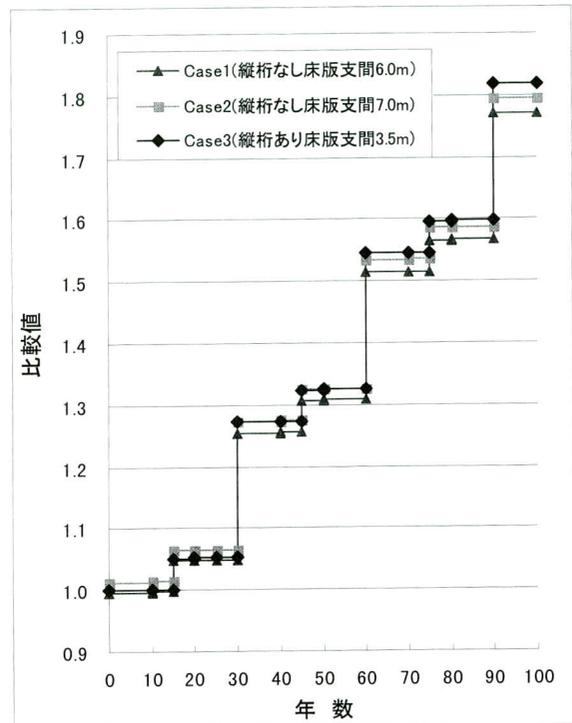


図-7 ライフサイクルコストの比較

8. まとめ

結果的に経済性においては桁配置の違いによる有意差はなく、最適な桁配置は計画時に何を重要視するかによって決まる要素が強い。

合成床版QSスラブは剛性の高いT形リブを支保工リブとして採用しているため耐荷力が大きく、張出し長を大きくできるが、床版上面のひび割れを制御することはできない。縦桁を1本追加しても経済性は遜色ないことより、幅員が変化する場合、張り出し長を大きくするよりも、縦桁追加により張り出し長を抑える方がより耐久的な案となり得る。

合成床版はRC、PCなど既往の床版に比べ制約が少なく、計画時における様々なニーズに応えることが可能な適応性の高い床版である。それだけに桁配置の自由度が高く、適用時における検討の余地はまだ残っているが、今後の発展が大いに期待できるものと考えられる。

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅰ・Ⅱ，平成14年3月
- 2) 佐藤ら：T形リブを用いた鋼・コンクリート合成床版の開発と施工，第3回道路橋床板シンポジウム講演

- 論文集，平成15年6月，(社)土木学会，pp.67～72
- 3) 林ら：T形リブを用いた鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験，第4回道路橋床板シンポジウム講演論文集，平成16年11月，(社)土木学会，pp.191～196

2005.1.13 受付

グラビア写真説明

北千曲川橋

本工事は、上信越自動車道の4車線化工事で、長野県北部の信州中野～豊田飯山インター間に位置する。橋長350.55mの鋼4径間連続非合成ラーメン箱桁橋です。すでに供用中のⅠ期線に隣接し、一級河川千曲川を横過する本橋の特徴は、中間支点部を鋼箱桁とRC橋脚との剛結構造として一体化している点、床版形式については鋼とコンクリートの合成床版を採用して軽量化を図り、耐久性・耐震性の向上・維持管理の低減・コスト縮減を図っている点が挙げられます。千曲川を挟んで位置する中野市と豊田村は今年、市町村合併により中野市となり、1つの市に2つのインターチェンジがある全国でもまれな特性があり、今後の地域活性化に大きく寄与するものと期待しています。

(河重貴之)

晴豊1号橋(仮称)

本橋は、放射34号線(晴海通り)の延伸部で晴海と豊洲を結ぶ晴豊1号橋(仮称)で、5径間連続箱桁橋です。施工は(株)宮地鐵工所と三井造船(株)との共同企業体で行いました。架設方法は、4ブロックをフローティングクレーン(3,000t吊級)によって架設する大ブロック工法で架設を行いました。平成18年4月頃供用開始予定です。

(武井智彦)

六ツ木橋

愛知・岐阜・三重の3県を環状に連絡する広域幹線道路「東海環状自動車道」は、3月25日より開催の「愛知万博会場」(長久手町・瀬戸市)へのアクセスルートとしても注目をされています。本橋は、当路線とR301号との接点である松平IC(豊田市)付近に位置します。「ベント高30mを越える高所作業」、「トラッククレーンベントとトラバラークレーン併用架設」、「開通日が決まった厳しい工程」と厳しい条件の中で、無事に工事を完了することができました。愛知万博にお越しの際は、是非当橋にお立ち寄り頂ければ・・・と思います。

(原 崇)

合成床版橋（QS Bridge）の紹介

Introduction of Composite Slab Bridge (QS Bridge)

保 呂 秀 次*¹ 奥 村 恭 司*² 佐 藤 徹*³
 Hidetsugu HORO Kyoji OKUMURA Toru SATO

Summary

If an extremely low depth structure is required in a bridge with short or middle spans, it is often difficult to use traditional bridge structures such as a steel plate girder bridge or a steel box girder bridge. Therefore, the authors have developed steel-concrete composite slab bridges (QS Bridge), not only to provide the bridges with short girders but also to save labor at the construction site and shorten the construction period. QS Bridge is classified into two types: concrete filling type and rigid urethane filling type, selected mainly depending on the length of the span. Recently, an increasing number of QS Bridges have been constructed and so the author are studying methods to rationalize the structure and improve economic efficiency. In this report, not only the experience of such construction but also the characteristics of QS Bridge and work on other challenges are introduced.

キーワード：合成床版橋、合成床版、防水システム、短期施工、維持管理

1. まえがき

公共事業においては新設の橋梁工事のみならず、老朽化や河川改修に伴う橋梁の架け替え工事、および都市計画による路線の変更、道路幅員の拡幅による架け替え・拡幅工事も計画される。特に架け替え工事や拡幅工事においては、現状の地盤高等を変更せずに橋梁計画を行うことが可能であれば、建設コストの縮減に繋がることになる。ただし、そこには建築限界の問題が隣り合わせで存在し、桁下空間を確保するために、橋の構造高を低くすることが要求される場合が多い。一般的には、支間長 L と桁高 D の比が $D:L=1:25$ を超えるような非常に桁高が低い場合は、従来の橋梁形式での対応は非常に困難である。そのような条件下の小規模橋梁に対し、当社では合成床版橋（以下、QSブリッジ）を開発し提供してきた。

QSブリッジは、コンクリート床版橋では困難な隅切りによる部分的な端部拡幅、道路幅員の変化、曲線や桁高変化にも対応が可能であり、また施工はトラッククレーン架設を基本とし、例えば河川内にベントを設置する必要がない、足場や型枠支保工が不要で建設廃材が少ないなど、環境保全に対しても優位性があると考えられる。このような特長を有するQSブリッジは、北海道から沖縄まで日本各地で建設され供用されている。ここではQSブリッジの施工実績を紹介し、QSブリッジの構造お

よび施工、維持管理に関する検討課題等について述べるものとする。

2. QSブリッジの施工実績

QSブリッジは、27橋の実績を有している。全景写真の例（写真-1、2）および施工実績の一覧表（表-1）を以下に示す。

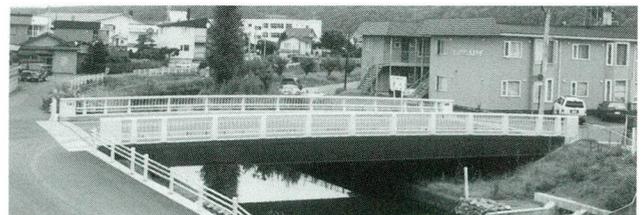


写真-1 柳橋（F2タイプ）



写真-2 上谷津橋（F1タイプ）

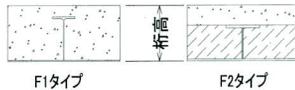
*¹技術本部設計部設計二課
 *²技術本部設計部設計二課課長

*³技術本部技術研究所技術開発課課長

表-1 QSブリッジ施工実績表

| 連番 | 橋名 | 型式 | 橋長 (m) | 幅員 (m) | 桁高(mm) | | 荷重 | 発注先 | 竣工年 |
|----|----------|----|-----------|-----------|--------|------|-------|-------------|-------|
| | | | | | 端部 | 中央部 | | | |
| | 辰奈橋 | Ω | 18.90 | 3.40 | | | | 宮地鐵工所千葉工場 | 昭和62年 |
| | グリーンパーク橋 | Ω | 38.10 | 7.00 | 1200 | 1200 | TL-20 | 鹿島建設 | 昭和62年 |
| 1 | 安里橋 | Ω | 12.60 | 12.00 | 720 | 720 | TL-20 | 沖縄県南部土木事務所 | 昭和63年 |
| 2 | 運天港橋 | F1 | 10.50 | 3.50 | 390 | 440 | TL-20 | 沖縄県北部土木事務所 | 平成元年 |
| 3 | 中之橋 | F1 | 24.30 | 10.00 | 690 | 870 | TL-20 | 沖縄県南部土木事務所 | 平成元年 |
| 4 | 川倉沢橋 | F1 | 8.00 | 1.70 | 600 | 600 | TL-20 | 山形県上野土木事務所 | 平成元年 |
| 5 | かりゆし橋 | F2 | 14.00 | 6.00 | 540 | 540 | TL-14 | ホテル那覇 | 平成2年 |
| 6 | 一ノ橋 | F1 | 5.50 | 4.50 | 300 | 300 | TL-20 | 京都府福知山土木事務所 | 平成3年 |
| 7 | 宮洲橋 | F1 | 10.00 | 7.40 | 425 | 425 | TL-20 | 長野県松本市建設事務所 | 平成4年 |
| 8 | 下安家橋 | F1 | 6.50 | 7.00 | 350 | 350 | TL-20 | 岩手県久慈土木事務所 | 平成4年 |
| 9 | 木田沢橋 | F1 | 16.80 | 5.00 | 700 | 700 | TL-14 | 盛岡市役所 | 平成8年 |
| 10 | 明倫橋 | F2 | 26.50 | 4.00 | 563 | 900 | A活 | 尼崎市役所 | 平成8年 |
| 11 | 木津橋 | F2 | 32.70 | 16.50 | 1011 | 1180 | B活 | 京都府峰山土木事務所 | 平成9年 |
| 12 | 大池川橋 | F1 | 6.70 | 87.00 | - | - | TL-25 | 愛媛県宇和島地方局 | 平成10年 |
| 13 | 八代橋 | F2 | 32.60 | 9.50 | 1200 | 1200 | B活 | 山梨県石和土木事務所 | 平成10年 |
| 14 | 亀岡市公園橋 | F1 | 5.70 | 16.00 | - | - | B活 | 亀岡市役所 | 平成10年 |
| 15 | 金桜橋 | F2 | 34.00 | 16.00 | 1200 | 1200 | A活 | 福岡市城南区役所 | 平成10年 |
| 16 | 堂前橋 | F2 | 24.30 | 4.00 | 800 | 800 | A活 | 滋賀県長浜土木事務所 | 平成9年 |
| 17 | 鶴川1号橋 | F1 | 10.60 | 7.00 | 450 | 450 | B活 | 京都府大宮町役場 | 平成11年 |
| 18 | 百道浜歩道橋 | F2 | 18.00 | 2.00 | 450 | 450 | 群集 | 福岡北九州高速道路公社 | 平成11年 |
| | | | 18.00 | 2.00 | 450 | 450 | 群集 | | |
| | | | 17.40 | 3.00 | 450 | 450 | 群集 | | |
| 19 | 西新堀橋 | F2 | 25.00 | 20.00 | 670 | 920 | B活 | 松本市役所 | 平成11年 |
| 20 | 梅田人道橋 | F2 | 30.60 | 2.00 | 800 | 800 | A活 | 春日部市役所 | 平成11年 |
| 21 | 中之川橋 | F1 | 12.70 | 5.70 | 450 | 450 | A活 | 伊予三島市役所 | 平成12年 |
| 22 | 柳橋 | F2 | 21.90 | 11.00 | 650 | 869 | A活 | 北海道静内町 | 平成13年 |
| 23 | 上谷津橋 | F1 | 9.20 | 7.20 | 400 | 400 | A活 | 埼玉県和光市 | 平成13年 |
| 24 | 中井出川橋 | F1 | 10.40 | 50.20 | 350 | 350 | B活 | 愛媛県今治地方局 | 平成15年 |
| 25 | 日の出橋 | F1 | 8.70 | 7.00 | 400 | 400 | A活 | 埼玉県和光市 | 平成15年 |
| 26 | 伊勢町歩道橋 | F2 | 25.00 | 3.40 | 600 | 600 | 群集 | 長野県須坂建設事務所 | 平成15年 |
| 27 | 御手洗橋 | F2 | 20.00 | 4.00 | 674 | 674 | A活 | 愛媛県 | 平成17年 |

型式欄の記号は次の橋梁形式を意味する。
 Ω：Ω型プレスタイプ
 F1：コンクリート充填タイプ
 F2：ウレタン充填タイプ



3. QSブリッジの構造

QSブリッジは、コンクリートを充実させるタイプ（F1タイプ）と軽量化を図るために硬質ウレタンを充填するタイプ（F2タイプ）があり、それぞれの構造概要を以下に述べる。

(1) コンクリート充実タイプ（F1タイプ）

F1タイプは下フランジとコンクリート打設時の型枠を兼用する底鋼板と、H形鋼を2分割したT形部材を主桁とする構造で、鋼製型枠内は全てコンクリートが充填される。基本構造はオープンサンドイッチ構造であり、鋼とコンクリートは主桁腹板に設ける孔と貫通鉄筋により一体化を図っている。F1タイプの適用支間長は20m以下程度であり、最小350mmまでの低桁高化が可能である。図-1にF1タイプの断面形状を示す。

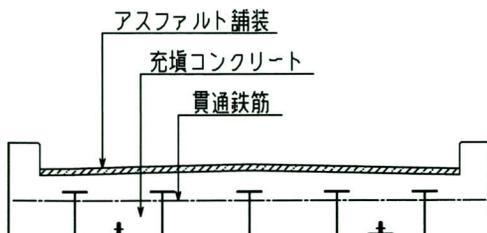


図-1 F1タイプ

(2) 硬質ウレタン充填タイプ（F2タイプ）

F2タイプは、コンクリート充実タイプの下側（断面引張領域）のコンクリートを軽量の硬質ウレタンに置き換えた構造であり、ビルトアップ構造の主桁と床版コンクリートは頭付きスタッドにより合成される。断面剛性に寄与しない引張域のコンクリート（単位体積重量24.5 kN/m³）を硬質ウレタン（単位体積重量0.4 kN/m³）に置換することで死荷重が大幅に軽減され、長支間化と低桁高化が可能となる。また、地震時における下部工への影響も緩和される。さらに、QSブリッジは0.25 N/mm²程度の圧縮強度を有する硬質ウレタンによって床版全面が弾性支持されることから、従来の鉄筋コンクリート床版と比較して疲労耐久性も向上するものと思われる。

F2タイプの適用支間長は15m～35m程度で、桁高比D/Lは1/40まで対応が可能である。図-2にF2タイプの断面形状を示す。

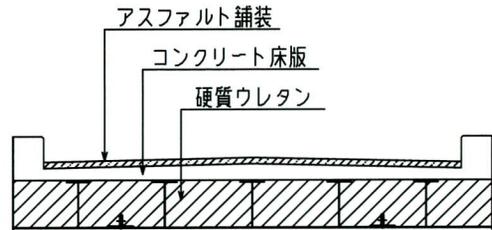


図-2 F2タイプ

4. QSブリッジの計画

QSブリッジは支間長に対して構造高を低く抑える場合、または平面線形からコンクリート橋では施工が困難な場合に適用されるケースが多い。いずれもコストアップの要因となるため、設計段階において経済性も含めた構造検討を行う必要がある。以下に計画時における留意事項について述べる。

(1) 桁高変化

桁端部の構造高を低く抑える場合は、腹板高を縦断線形に合わせて変化させ、支間中央部の必要桁高を確保するように計画する（図-3）。

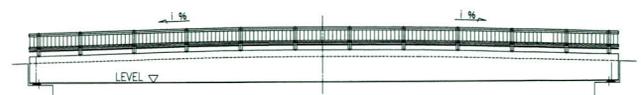


図-3 桁高変化

(2) 曲線橋

主桁配置は直線配置とし、平面シフトは床版部分の張り出し量で対応することを原則とする。曲率半径が小さくシフト量大きい場合は、橋梁区間内に取り入れるデッドスペースを最小限となるように計画する必要がある。

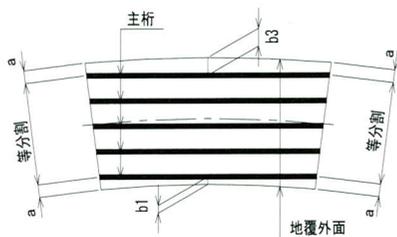


図-4 曲線橋の桁配置



写真-3 金桜橋

(3) 幅員拡幅

主桁は放射状に直線配置とすることを基本とする。変化量が極端に大きく主桁間隔が狭くなるなど製作性に支障をきたす恐れがある場合は、曲線橋と同様に橋梁区間内にデッドスペースを取り入れることもある。

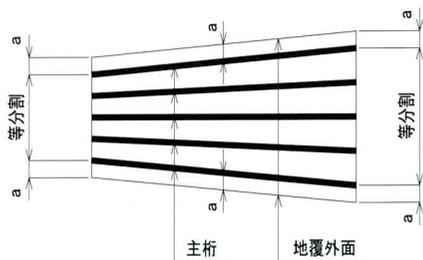


図-5 幅員拡幅の桁配置



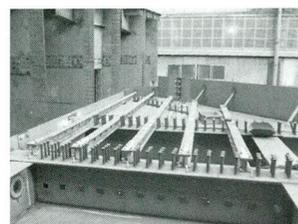
写真-4 中井出川橋

(4) 端部拡幅

隅切りなど桁端部の部分的な拡幅に対しては、主桁配置では対応が困難となることがある。特に拡幅形状が極端な場合には枝桁を設置したり、合成床版 (QsSlab) を組み合わせにより対応する。(写真-5, 6)。



(1) 仮組全景

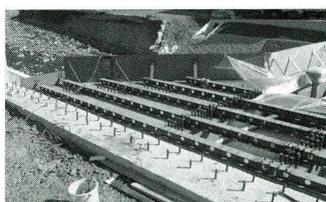


(2) 拡幅部

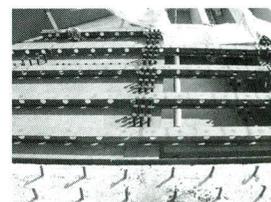
写真-5 御手洗橋 (工場仮組)



(1) 現場全景



(2) 隅切り部設置状況



(3) QS Slab 設置状況

写真-6 御手洗橋 (現場)

5. 製作性・施工性

(1) 製作性

QSブリッジは従来の鋼桁形式に比べ、材片数および溶接量が少ないため製作性に優れた構造である。したがって工場製作の省力化が図れ、工期短縮や経済性の向上が期待できる。

(2) 施工性

現場施工において、QSブリッジは以下の特長を有する。

- ①合成前の鋼桁単体でも剛性が高いため、架設が容易である。
- ②床版コンクリート打設に伴う、型枠支保工が不要となるため、現場作業の省力化が図れる。
- ③架設工法はトラッククレーン工法（地組立）を基本とする。ペントを設置しないことで現場作業の省力化が図れる。
- ④下フランジが連続しているため、安全性が高く作業性も良い。また、足場を省略することが可能となる。
下図にQSブリッジの標準的な現場施工手順を示す。

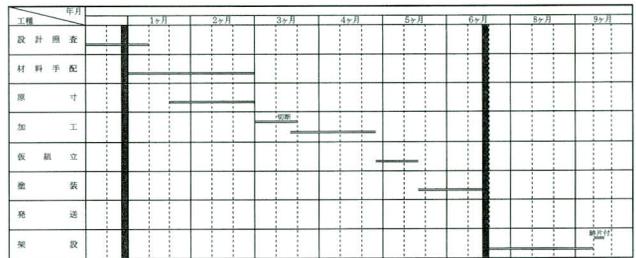


図一六 施工フローチャート

6. 全体工程

F1タイプの施工実績を参考として、設計から現場施工までの全体工程の例を図一七に示す。

QSブリッジは製作性が良く、現場において通常必要となる足場、床版用型枠支保工、またはペントなどの仮設備を省略できるため、施工の省力化と短期施工が可能となる。なお、F1タイプは橋長が比較的短いため、橋軸直角方向の継手が省略されるケースが多い。このような場合は地組立と継手部の現場塗装が必要ないため、現場工期を更に短縮することが可能となる。



図一七 全体工程

7. 維持管理性

(1) 防錆処理

QSブリッジ外面の防錆対策は、一般外面塗装により行うものとしている。ただし桁端部は支承高が低く、塗り替えが困難であるため、永久塗装とすることを基本としている。ライフサイクルコストを縮減するためには、耐候性鋼材の使用も有効である。

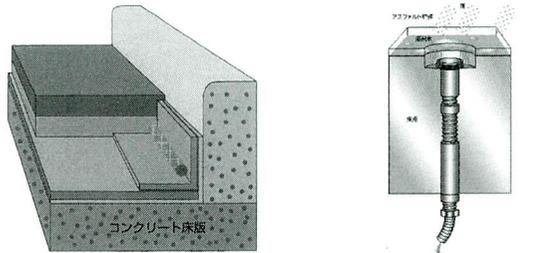
コンクリートに関しては、塩害の影響を受ける地域の場合、コンクリート床版はかぶりを厚くすることにより鉄筋の腐食を防止し、所要の耐久性が損なわれないような配慮が必要となるが、QSブリッジの床版下面は鋼板（F2タイプの場合は更に硬質ウレタンも加わる）によって防護されているため、特別な配慮の必要がない。

(2) 床版防水システム

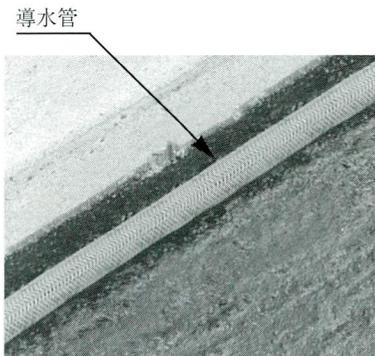
QSブリッジに限らず、床版の耐久性を向上させるためには防水対策が重要である。QSブリッジは舗装の防水機能に期待するとともに、防水層を施工して所要の耐久性を確保することを原則としている。

① 舗装

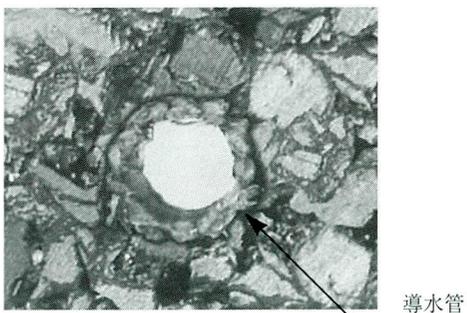
アスファルト舗装は、透水係数が小さいものを選定することが望ましい。舗装の防水機能を維持するためには、舗装内の滞留水を速やかに排水するような導水管と床版水抜きパイプ（図-8）を設置するなどの対策が効果的であると思われる。



(1) 防水システム構成 (2) 水抜きパイプ



(3) 導水管設置状況



(4) 舗装埋設状態

図-8 導水管（衝撃破砕型）

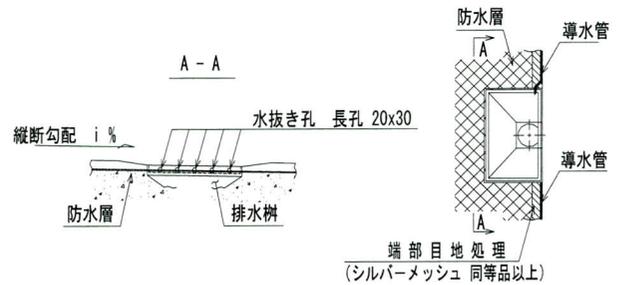
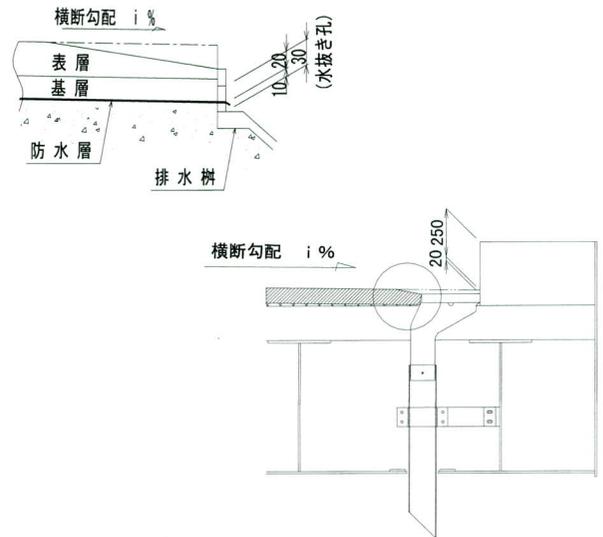


図-9 排水樹周辺

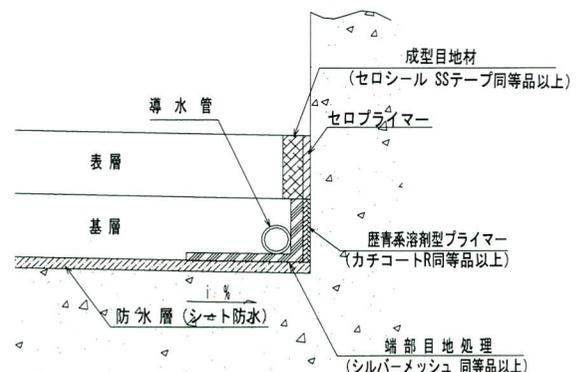


図-10 地覆・縁石部

② 防水材

防水材は「道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工資料」に基づいて選定することを基本としている。特に、水が滞水する恐れのある舗装端部が浸水を防ぐための弱部とならないように、以下に示すような端部処理に留意する必要がある（図-9～11）。

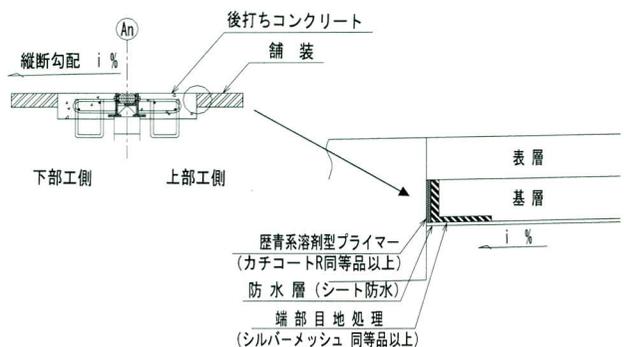


図-11 伸縮装置周辺

(3) 点検及び補修

既存の構造物を適切に維持していくためには、日常点検や定期点検が不可欠であると考えられる。QSブリッジについては舗装路面の異常を目視点検し、舗装の機能保全に努めることで防水システムを維持することを考えている。

QSブリッジは、主部材を兼ねた鋼製型枠とコンクリートとの合成構造であり、万が一コンクリートが損傷した場合でも補修による耐荷力の回復が可能である。補修施工においては交通を確保しての作業が可能であり、比較的容易に補修を行うことができるものと思われる。

8. 経済性

QSブリッジの標準的な概算工費を図-12に示す。

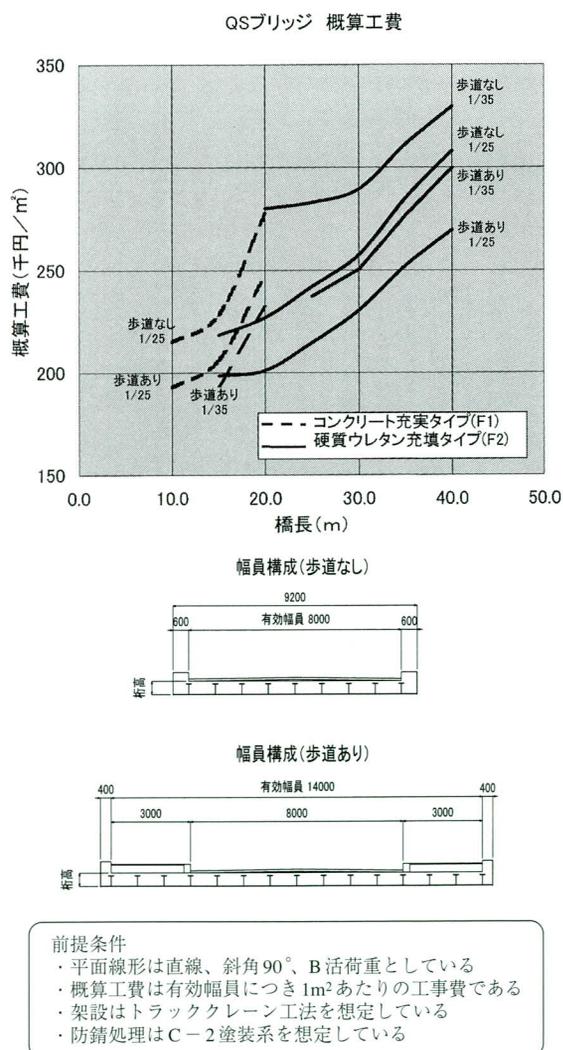


図-12 概算工費

9. まとめ

QSブリッジは機能性、安全性、および経済性などの基本的要素に加えて、景観や環境保全に配慮して開発された橋梁形式である。そのような特徴を有する他に、リサイクリング橋として施工された金桜橋は、空き缶をウレタンの代わりに封入することで、コストダウンと空き缶の再利用による地球環境保護を期待している。空き缶は小学生や地域住民によって収集されたものであり、また橋梁の一部には児童のメッセージを封入したモニュメントを設置し、イベント性に富んでいる実績の一つである。

今年各地で集中豪雨による水害や、阪神大震災以来の惨事となった新潟中越地震があり、多くの構造物に損傷を与えた。災害時はライフラインの早急な回復が望まれるため、短期施工が可能でかつ現場作業の安全性が高いQSブリッジが有効であると考えている。また、QSブリッジは地震により損傷を受けた場合でも、プレストレスが導入されていないため脆性的な破壊はないと考えられるため、従来の補修方法による容易な施工が可能となる。

今後は、更なる構造の簡素化とコストダウンをはかるべく、開発に取り組んでいく所存である。

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋鉄筋コンクリート床版防水層設計・施工指針，昭和62年1月
- 2) 太田：QS Bridge 施工例の紹介，宮地技報 No.12 1998，pp.132～133，平成8年12月
- 3) 太田，日野，藤井，太田，山田：空き缶を再利用した軽量合成床版橋の開発，橋梁と基礎（2001.1）

2005.1.6 受付

FRP 合成床版の紹介

Introduction of FRP-RC Composite Slab

久保 圭 吾^{*1} 古谷 賢 生^{*2} 能 登 宥 愿^{*3}
 Keigo KUBO Kenshou FURUYA Hiroyoshi NOTO

Summary

A FRP-RC composite slab was developed for a highway bridge deck intended for the elongation of life span and the shortening of construction period. The slab consists of a permanent form of pultruded glass fiber reinforced plastics (FRP) and reinforced concrete. FRP has many advantages as construction materials, such as high-strength, lightweight and anti-corrosive. The paper gives an overview of this slab.

キーワード：合成床版、ガラス繊維強化プラスチック

1. はじめに

近年の道路橋RC床版は、自動車交通量の飛躍的な増加と、車両の大型化によって、きわめて過酷な条件下に置かれ、種々の劣化が問題となってきた。なかでも、路下が道路や鉄道の場合には、床版に剥落や抜け落ちが生じた場合、重大事故につながる恐れがある。一方、最近になって、中小スパン橋梁の省力化と長寿命化を目的として、従来の多主桁構造を少数主桁構造に置き替える試みが数多く見られるようになり、道路橋床版の長支間化が顕著になってきた。さらに、最近では、木製型枠材料や型枠技術者の不足が社会的な問題となっており、道路橋床版の施工法の改善が急務となってきた。このような状況のもとで、耐久性に優れ、かつ長支間床版にも対応可能なFRP（繊維強化プラスチック）製永久型枠を用いた合成床版が開発された。ここでは、このFRP合成床版の概要について紹介する。

側配力筋を配筋する構造としている。このとき、FRP材料の幅は、製作性・施工性を考えて、リブ2本を含んだ600mm幅とし、隣接部材とは、連続性を確保できる幅でラップさせ、接着剤により接合する。また、FRP底板のコンクリート接触面に、砂を接着することにより、FRPとコンクリートの付着を確保している。なお、本床版を適用した場合の特長は以下が考えられる。

- ① FRPがRC部分のひび割れ進展を抑制し耐久性が向上する。
- ② 架設時のパネル重量が軽いため大型の重機が不要で施工が容易となる。
- ③ FRPは耐水性、耐食性に優れた材料であり維持管理が容易である。
- ④ FRPパネルが工場製作となるため、支保工や型枠の現場作業が省略できるだけでなく、品質管理や現場の施工管理も容易で現場工期の短縮が可能である。
- ⑤ 着色が自由で環境との調和が図れる。

2. 構造の概要

FRP合成床版は、軽量で耐食性に優れたFRP材を支保工兼用の永久型枠として使用するもので、コンクリート硬化後の荷重に対しては鉄筋コンクリートとFRPの合成断面として抵抗する合成床版である。本床版の構造を図-1に示す。FRP型枠は、コンクリート打設時の支保工を省略できる程度の剛性を確保するため、床版支間方向にリブを配置した断面としており、このリブと下側配力筋が交差するため、交差部に貫通孔を設け、そこに下

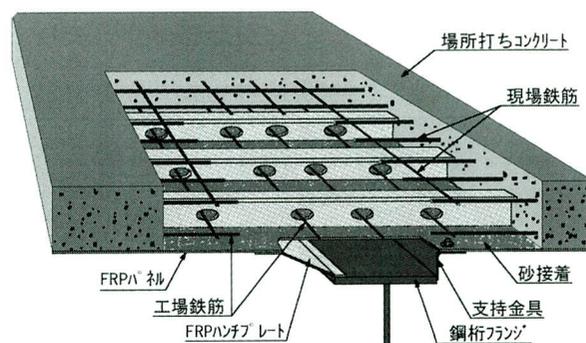


図-1 FRP合成床版の概念図

*1技術本部技術研究所技術開発課
 *2生産本部製造部計画室計画二課

*3技術本部技術研究所所長

3. FRPの材料特性¹⁾

FRPとは強化繊維と樹脂からなる複合材料であり、高強度・軽量・耐食性に優れるという特長から、近年、船・自動車・航空機などの構造材として多く採用されるようになってきた。ただし、FRP材は、開発されて50年程度と歴史が浅いこともあり、床版のように、長期間使用する土木構造物に適用するには、材料特性の把握が重要となってくる。

(1) FRPの強度

FRPは強化繊維と樹脂の複合材であるため、その種類や割合により様々な特性の材料を作ることが可能である。ただし、成形法により強化繊維の方向や割合等に制約があることから、本床版では、FRPの中で比較的強化

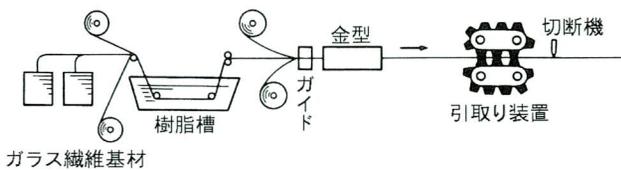


図-2 引抜き成形法概念図

表-1 FRPの強度特性

| 項目 | 単位 | FRP | 構造用鋼 |
|--------|------|---------|---------|
| 比重 | - | 1.6~2.0 | 7.8 |
| 引張り強さ | L.W. | 250~550 | 400~510 |
| | C.W. | 20~40 | |
| 引張り弾性率 | L.W. | 20~30 | 210 |
| | C.W. | 5~7 | |
| 曲げ強さ | L.W. | 250~550 | 400~510 |
| | C.W. | 7~13 | |
| 曲げ弾性率 | L.W. | 10~25 | 210 |
| | C.W. | 7~10 | |
| ガラス含有率 | % | 45~60 | - |

L.W.: 長手方向 C.W.: 幅方向

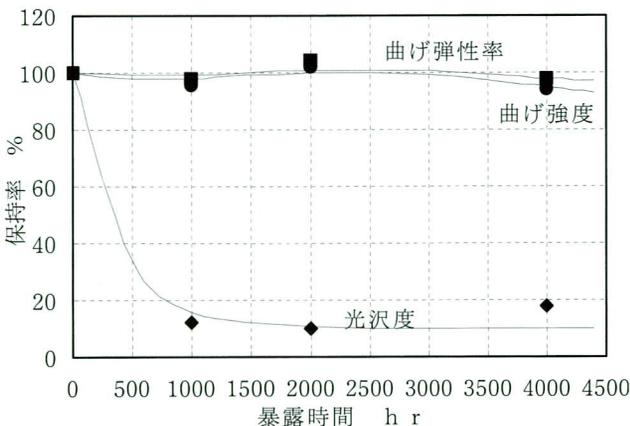


図-3 耐候性促進試験

繊維の割合を多くできることにより、高強度・高弾性率を確保できる引抜き成形法を用いている。この成形法は、図-2の概念図に示すように、ガラス繊維基材に、不飽和ポリエステル系樹脂を主成分とした樹脂配合物を含浸させ、金型内に連続的に供給させて成形する方法で、大量生産に向けた成形法である。表-1に、引抜き成形品の強度特性を構造用鋼のものとともに示す。これより、FRPの引張り強さは、構造用鋼と遜色なく、弾性率は鋼の約1/7であり、コンクリート同程度であることがわかる。なお、引抜き成形品は、成形の関係上、強化繊維の量が長手方向に比べ、幅方向が大幅に少ないことから、強度等が方向により異なる異方性材料である。

(2) FRPの耐候性

FRPは、太陽光により表面の樹脂が劣化する現象が生じる。ただし、本床版では、FRP面が露出するのは床版下面であり、直接太陽光が当たらないため、劣化は少ないと考えられる。

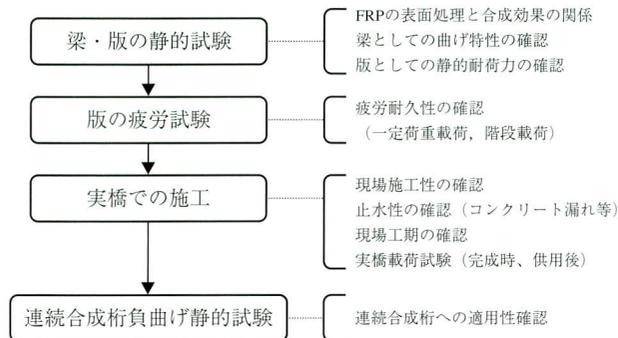
なお、FRPの耐候性は、サンシャインカーボンアーク形ウェザーメータ（太陽劣化促進試験機）による促進試験により確認されており、この結果を図-3に示す。これより、太陽光により、FRPの光沢度は急激に低下するが、強度・弾性率はほとんど変化しないことがわかる。このとき、促進暴露200~400時間は、直射日光が当たる場所での天然暴露1年に相当するため、この結果は、床版下面での低減率を50%と考えると20~40年に相当するものである。なお、本床版では、床版下面の質的変化を最小限に抑えるため、不織布（ポリエステル）をFRP材成形時、表面に配置することにより径時劣化を防止している。

(3) FRPの耐燃性

床版にFRP材を用いた場合、路下で火災が発生した時の耐燃性が問題となる。FRP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、本床版においては、成形の際、添加剤を加えることによりJIS A 1322（建築用薄物材料の難燃性試験方法）の防災3級以上に相当する難燃性能を付加している。したがって、火災によりFRPに直接炎が当たった場合でも延焼することはなく、構造上、FRPの上面にコンクリートを有することから、熱容量が大きいこと、損傷は表面の樹脂が焦げる程度と考えられる。なお、損傷を受けた場合でも、繊維シート補強等により、容易に補修が可能である。

4. 実用性の検証

FRP合成床版を実橋床版へ適用するためには、FRPと鉄筋コンクリートの合成構造としての構造特性、静的基本強度、および疲労耐久性等を確認することが必要である。このため、本床版では、**図-4**に示すような一連の試験が実施され、実用性の検証が行われている。



(1) FRPの表面処理と合成効果²⁾

FRPを鉄筋コンクリートと合成させて輪荷重に抵抗させるためには、FRPとコンクリートとの接触面の付着特性が重要な要素となる。そこで、この接触面の処理方法についての基礎的な調査を目的として、FRPのコンクリート接触面を、①無処理、②プライマー塗布、③ブラスト処理、④砂接着、⑤FRP格子接着 (約5mmのFRPで50mm×50mmの格子をつくり、それをFRPの底板に接着したもの) の5種類の簡単な供試体 (幅200mm×高さ100mm×長さ1100mm、支間1000mm) を用いた静的載荷試験が実施され、比較検討が行われた。なお、この実験では、比較のためにRC供試体についての破壊実験も実施された。この実験における各供試体の破壊荷重は、**表-2**に示すとおりであり、砂接着のものは、他のもの比べて、最も高い耐荷力を示し、RCのみのものの約2.5倍となることがわかった。この結果より、FRPの

表-2 破壊荷重 (単位:kN)

| 供試体名 | 型枠表面処理 | 破壊荷重 | 平均値 | RCとの比 |
|------|---------|------|------|-------|
| A | 無処理 | 51.2 | 50.8 | 1.62 |
| | | 50.4 | | |
| B | プライマー塗布 | 51.9 | 50.9 | 1.62 |
| | | 49.8 | | |
| C | ブラスト処理 | 57.8 | 58.7 | 1.87 |
| | | 59.6 | | |
| D | 砂接着 | 79.4 | 77.4 | 2.47 |
| | | 75.3 | | |
| E | FRP格子接着 | 64.3 | 64.5 | 2.06 |
| | | 64.7 | | |
| F | RCのみ | 32.1 | 31.3 | 1.00 |
| | FRP型枠無し | 30.5 | | |

ンクリート接触面の表面処理方法として、本床版では砂接着を採用している。

(2) 疲労耐久性³⁾

RC床版の疲労耐久性を検証するには、実橋の荷重状態、すなわち、輪荷重を移動させる方法で耐久性を確認する必要がある。そこで、実橋の破壊形態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が実施された。

なお、荷重は国土交通省で提案されている階段状荷重漸増載荷によりおこなわれた。このときの試験状況 (土木研究所) を**写真-1**に示す。各載荷回数ごとの床版中央におけるたわみ-サイクル曲線の変化状況を、平成8年の道路橋示方書により設計されたRC床版 (RC8) の試験結果と共に、**図-5**に示す。これより、FRP合成床版のたわみは、52万回載荷まで、急激な変化はみられず、最終段階まで本床版は健全であり、高い耐久性を有していることが確認された。また、FRP合成床版のたわみは、RC8と比較すると、初期段階で約1/2、RC8が破壊する直前の24万回付近では約1/3であり、剛性低下が少ないことが確認された。

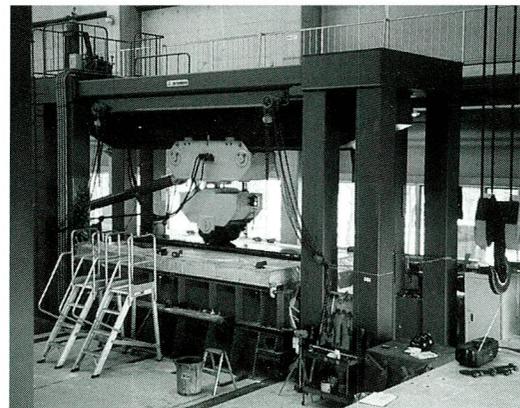
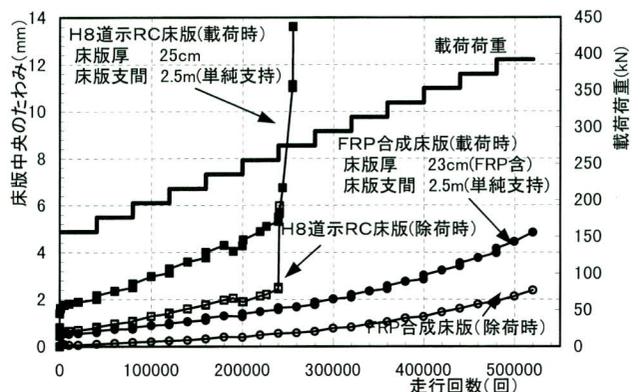


写真-1 疲労試験状況



5. 実橋への適用

(1) 適用条件

FRP合成床版は、FRPパネルを加工することにより、曲線桁や、斜角を有する橋梁に対しても、適用が可能である。また、FRPパネルの架設は、パネルが軽量なため、架設条件の厳しいオーバブリッジ等にも送り出し工法や一括架設工法の適用が容易となる。また、現場架設時、FRPパネルが型枠、支保工を兼用しているため床版用の足場が不要であり、さらに、鋼桁が耐候性鋼材の場合や、上塗りまで工場塗装する場合には、現場継手部のみの簡単な足場に対応可能となるため、大幅な現場工期の短縮や、工事費の削減が期待できる。

(2) 設計方法

1) 床版厚

床版厚は、一般的に床版支間が大きくなるにしたがって厚くなるが、床版厚毎にFRPの断面を変えていたのでは、成形金型を用いた引抜き成形法では、非常に不経済となる。そこで、本床版では、リブ高さを130mm、160mm、180mm、200mmの4種類に絞ることで、コストダウンを図っている。このときの、床版支間長と床版厚の関係、適用するFRP型の使用範囲とともに図-6に示す。

ただし、床版厚は、最低床版厚式以上とし、断面計算時の応力や鉄筋のかぶり厚等を考慮して決定を行う。

また、FRPは、比重が1.9程度と非常に軽いため、床版としての単位体積重量は、RC床版と同様に24.5kN/m³で設計できる。

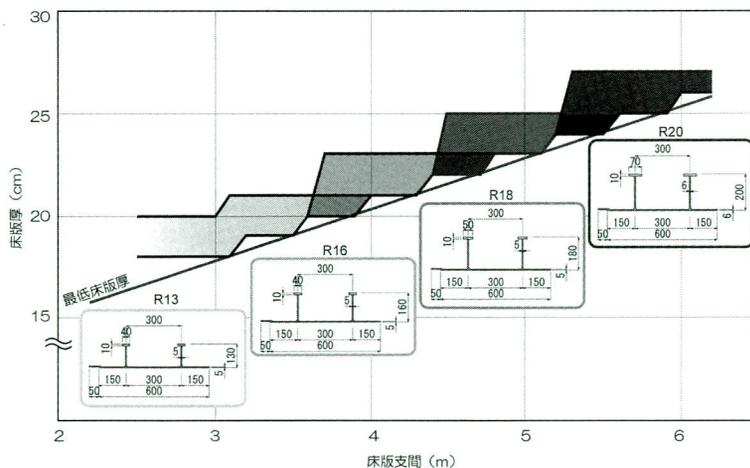


図-6 床版支間長と床版厚の関係

2) 断面計算

主鉄筋断面のFRPパネルは、支保工を兼用するため、鉄筋及び、硬化前のコンクリートの荷重は、FRPパネルのみで抵抗し、コンクリート硬化後の死荷重(地覆、高欄、舗装等)と、活荷重に対しては、FRPと鉄筋コンクリートが合成した断面で抵抗するものとして計算を行う。

一方、配力筋断面は、FRP材料の幅方向の弾性係数が小さく、FRP材に接着継手を有することから、FRP底板は無視し、鉄筋コンクリート断面として設計する。

なお、コンクリート打設時のFRP型枠は支保工として機能させることから、その時のたわみについても照査を行う。

(3) 施工手順

FRP合成床版の実橋における施工手順は、図-7のとおりであり、施工状況を写真-2に示す。

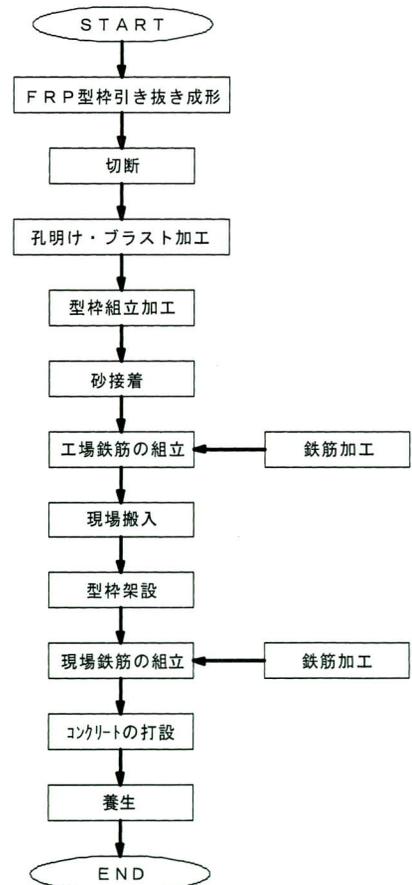
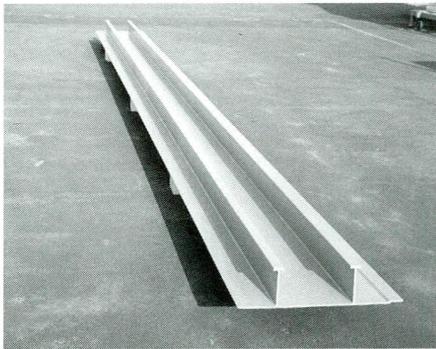


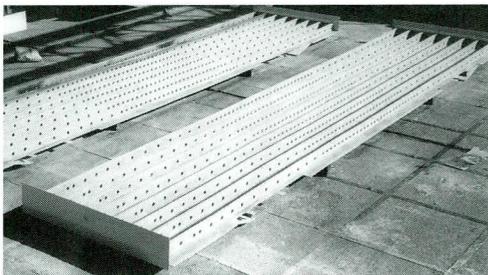
図-7 施工手順

1) 工場組み立て

引抜き成形されたFRP材は、幅寸法が600mmであり、これを現場で接合すると現場作業が増大するため、あらかじめ、工場にて輸送可能な大きさ（通常、幅方向に4枚組立てた2400mmの幅）に組立てる。なお、FRPの継手は接着剤により接合するが、施工時の密着性を確保するため、ステンレス製のブラインドリベットを併用している。また、下側配力筋がFRPリブを貫通し、現場での施工が困難なことから、下側の鉄筋は工場にて挿入している。



引抜き成形品



工場組立てパネル



輸送

2) FRPパネルの架設

FRPパネルの架設は、FRPが軽量であるため、小規模な重機により行うことが可能である。また、架設作業は、全て上から作業であり、床版用の足場等は不要である。

3) 現場配筋

現場での配筋は、FRPの頂部をスペーサー代わりとして配筋をおこなうため、作業性が向上するのみでなく、品質管理も容易となる。また、FRPリブが版のせん断剛性に寄与するため、ベント筋が不要であり、直筋のみで施工が可能である。



現場配筋



現場架設



コンクリート打設

写真-2 施工状況

6. おわりに

FRP 合成床版は、耐食性に優れることから、特に海岸部や、山間部の融雪剤を多量に撒く地域では非常にメリットのある床版工法である。ただし、初期建設コストは、鋼・コンクリート合成床版の一般塗装仕様と比べ若干高価となるため、今後は更なるコストダウンを図りたい。

また、本床版を既存 RC 床版の打換えに適用した場合、RC 床版と比べ耐久性が向上するうえ、床版厚がうすく、単位体積重量が RC 床版と同じため、死荷重の大幅な軽減が可能となる。したがって、既存の鋼桁への影響を小さくすることが可能となる。

さらに、本構造は、軽量で、耐食性、疲労耐久性に優れた構造であることから、床版以外の構造物への適用も考えていきたい。

<参考文献>

- 1) 社団法人強化プラスチック協会：FRP 設計便覧
- 2) 石崎茂，久保圭吾，松井繁之：FRP 永久型枠を用いた RC 床版の静的強度・疲労耐久性に関する研究，土木学会構造工学論文集 Vol.40A, pp.1413-1424, 1994.3.
- 3) 石崎茂，久保圭吾，松井繁之：FRP 合成床版の輪荷重走行試験機による階段状載荷試験，土木学会第二回道路橋床版シンポジウム，pp.113-118, 2000.10.

2005.2.7 受付

グラビア写真説明

中ノ郷高架橋

中ノ郷第一高架橋は第二東名高速道路の一部で静岡市の北西部、安倍川橋に隣接する長支間場所打ち PC 床版を有する少数鉄桁橋です。上り線は床版支間 10m の 2 主鉄桁橋で移動型枠を同時に 4 基使用することで、現場施工の合理化・工期短縮を目指しました。また、下り線はランプ部変速車線の影響で 16.5m ～ 20.0m と幅員が変化していることから固定式型枠施工を採用しましたが、床版コンクリートの品質を確保するために、その養生方法等に工夫を凝らしています。本工事では、藁科川橋東および中工事で得られた知見・経験を十分に生かした設計・施工を行い、特に床版の品質については客先からも高い評価を頂きました。

(生駒 元)

支承・連結装置耐震性向上工事 1 - 22

本橋は、首都高速都心環状線神田橋ランプ付近であり、近くには気象庁等があります。

支承交換・変位制限装置・落防 PC ケーブルといった一連の支承連結工事の中で、大規模補強工事（フルウェブ化工事）をパイロット工事として 2 脚施工しました。施工ステップ及び補強構造が複雑なため、紙製模型や三次元 CAD 図などを用いて理解しやすいよう工夫しました。また、供用下でジャッキアップしながらの施工を要するなど非常に難度の高い工事であったため、首都公団内でも全社的に大変注目されていた工事です。

現在は、鋼製橋脚隅角部補強工事 1 - 6 として、同様の補強工事を 5 橋脚施工しています。

(清水達也)

鋼製橋脚大規模補強工事（フルウェブ化）の報告

Large-Scale Reinforcement Work of Steel Bridge Pier (Full-web work)

増田 高志*¹ 永山 弘久*²
Takashi MASUDA Hirohisa NAGAYAMA

Summary

In the bridge piers near Kanda-bashi of the Inner Circular Route of the Metropolitan Expressway, which has been used for almost 40 years, fatigue damage has been found in corners of bridge piers, notches of main girders and pedestals for bearings. Then, large-scale reinforcement work was conducted. In the reinforcement work, extended stringers and crossbeams were provided, the main girders were jacked up, the pedestals for bearings were removed and the full-web work of main girders was performed. The parts damaged by fatigue were then maintained.

キーワード：フルウェブ化、増設横梁、増設縦桁、増設横桁、ジャッキアップ、疲労き裂

1. はじめに

首都高速都心環状線の神田橋ランプ付近に位置する本橋梁は、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年近くが経過し、主に橋脚近傍のいくつかの部分に問題を生じていた。主な問題点は、以下の5点であった。（問題を生じている箇所を図-1に示す）

[問題点]

- ①鋼製橋脚隅角部に生じたき裂（写真-1）
横梁ウェブと円柱の交差部に多く発生している。
- ②主桁桁端切欠き部に生じたき裂（写真-2）
切欠き主桁のコーナー部に発生しており、昭和54年にあて板補強工事を実施している。
- ③支承受台に生じたき裂（図-2, 写真-3）
桁受ブラケット上フランジが横梁ウェブを貫通した構造で、スリット周りの溶接に多く発生している。
- ④線支承の経年劣化
目視で確認できるほど劣化している。可動支承に対しては、夏季と冬季でそれぞれ移動量調査を実施したが、気温の変化による桁の移動が確認できなかった。
- ⑤端横桁背面の維持管理性
端横桁背面には頭も入らないスペースしかないため、床版端部の点検や背面の塗り替え塗装が行えない。
これらの問題点は神田橋ランプ近傍の橋脚に共通した問題点となっていた。

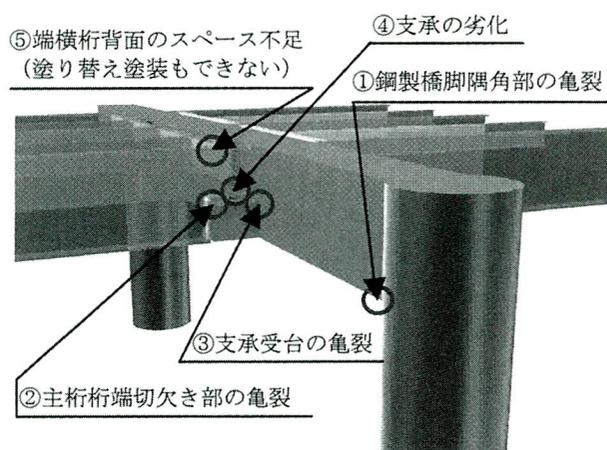


図-1 本橋梁の問題点

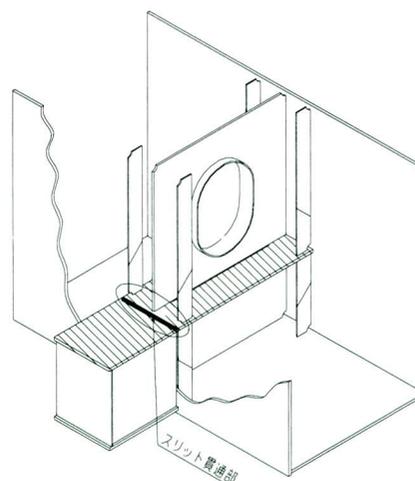


図-2 差込フランジ

*¹技術本部保全部保全技術課

*²技術本部設計部設計一課課長



写真-1 横梁ウェブと円柱の交差部

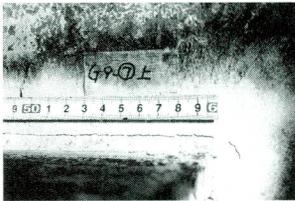


写真-3 桁受けブラケット



写真-2 主桁桁端切欠き部

そこでこれらの問題点を同時に解決するため、大規模な補強計画（以降、フルウェブ化）が提案され、「支承・連結装置耐震性向上工事1-22」（環4038脚）においてパイロット工事を実施したので、その詳細について報告する。

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の単純合成桁

桁端部は切欠き構造（切欠き部にあて板補強有）

起点側：オンランプ3主桁、本線6主桁、オフランプ3主桁

終点側：オンランプ3主桁、本線9主桁

下部工：円柱と矩形横梁からなるラーメン橋脚

隅角構造は以下の2タイプ

- ・隅角部（差込みウェブ 図-3）
：横梁ウェブがパイプに差し込まれている。パイプと差込みウェブに囲まれた密閉部が存在する。
- ・隅角部（ドン付 図-4）：横梁が円柱にドン付。

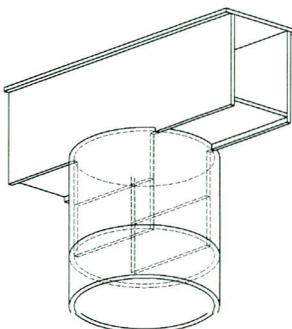


図-3 差込みウェブタイプ

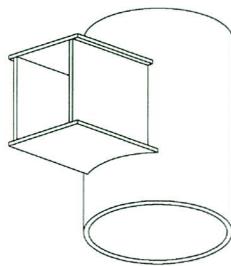


図-4 ドン付タイプ

(2) 現場施工条件

- ・日本橋川の河川上にある。
 - ・河川内へのベント設置は莫大な費用と時間を要するため極めて困難である。
 - ・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。
- 主桁・橋脚の既設図面を、それぞれ図-5, 6に示す。また、補強前の状況を写真-4に、補強後の状況を写真-5に示す。

3. フルウェブ化概要

前述の5つの問題点に対して、本工事では図-7のように対応することにした。（図-1の問題点に対する解決策を示す）

[解決策]

- ①鋼製橋脚隅角部に生じたき裂については、増設横梁（後に詳細を記述）を取付けることで、活荷重応力を

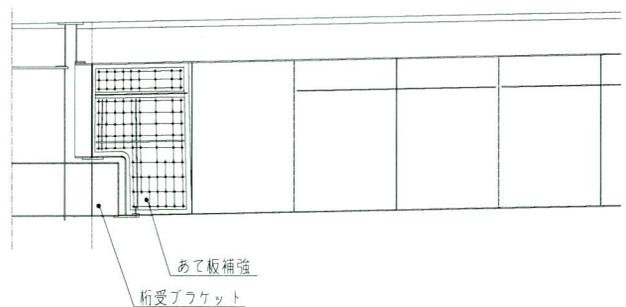


図-5 既設図（主桁図）

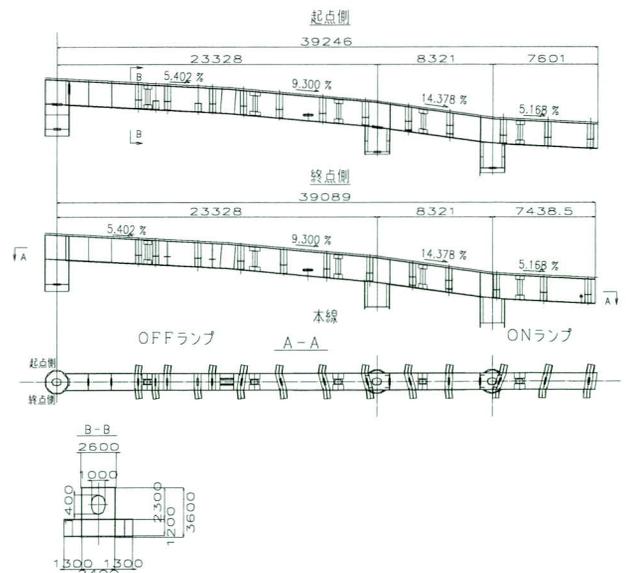


図-6 既設図（橋脚図）

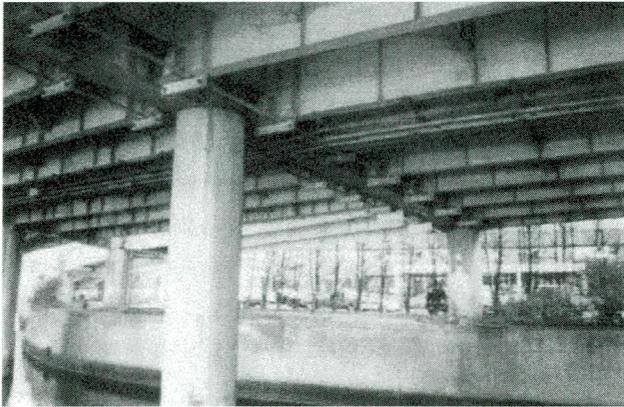


写真-4 補強前状況



写真-5 補強後状況

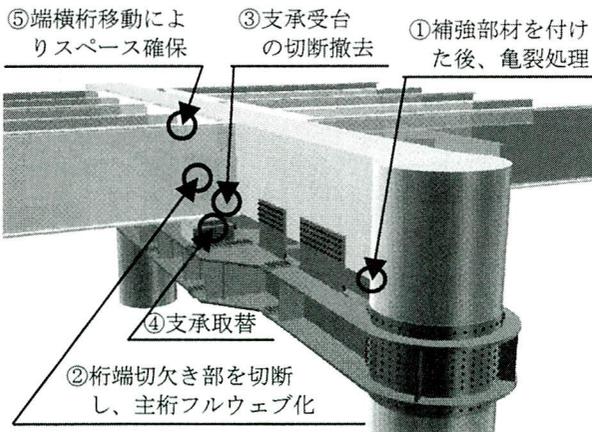


図-7 フルウェーブ化による解決策

低減した後、き裂の除去作業を行う。

- ②主桁切欠き部に生じたき裂については、増設横梁・増設縦桁・増設横桁を用いてジャッキアップを行い、桁端切欠き部を切断し、切断形状にあった部材をHTBで接合し、切欠き主桁をフルウェーブ主桁とする。
- ③支承受台に生じたき裂については、ジャッキアップ中に支承受台を切断、撤去すると同時にき裂も除去する。
- ④線支承については、主桁を切欠き桁からフルウェーブ桁にした後、増設横梁上に設置したBP-B支承に交換する。

- ⑤端横桁背面のスペース不足に対しては、フルウェーブ化が完了したジャッキダウン後に1ヶ所ずつ、350mm支間中央側に移動した新端横桁に交換しスペースを確保する。

4. フルウェーブ化施工手順

本工事で採用したジャッキアップ工法は橋脚側に増設横梁、主桁側に増設縦桁・増設横桁を設置し、増設横梁上で増設縦桁をジャッキアップする工法を採用した。増設横梁上で主桁を直接ジャッキアップする工法も考えられたが、本工事では以下の理由により採用しなかった。

- ・FEMなどによらず、簡単な骨組解析で、各部材の応力・挙動を適切に把握できる
- ・直接ジャッキアップでは脚中心からの張り出しが大きくなるため、脚のねじれ変形等に対する検討が必要となる。
- ・直接ジャッキアップでは、ジャッキアップ時の桁端跳ね上がりに対する検討が必要である。

本工事の施工手順について、施工順に説明する。

①増設縦桁・増設横桁の取付

主桁に増設横桁の仕口を取付け、仕口間に増設横桁・増設縦桁を取付ける。仕口部は、疲労耐久性を考慮し、スプリットティー構造を採用した。(図-8, 9)

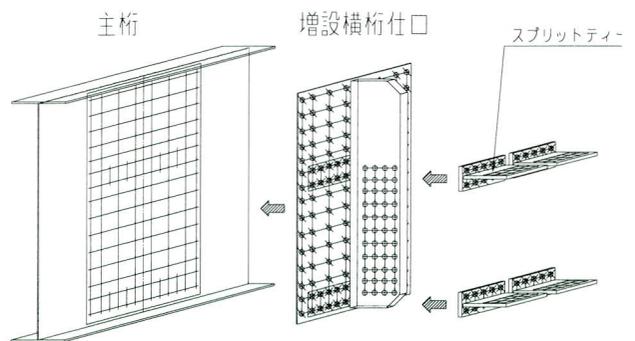


図-8 増設横桁の取付け

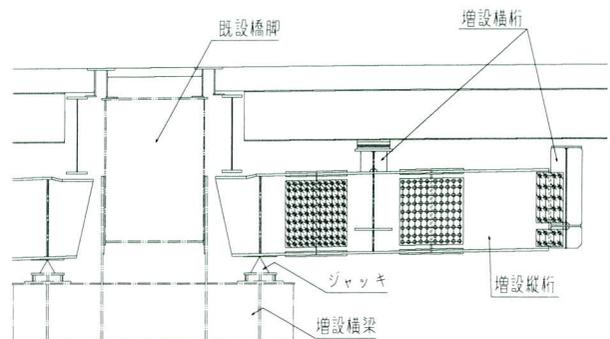


図-9 増設縦桁の取付け

②増設横梁の取付け

既設橋脚に増設横梁を高力ボルト接合で取り付けた。円柱部については、肌すきが生じる可能性があったため、摩擦接合高力ボルトではなく、支圧接合用高力ボルトを採用した。(図-10, 写真-6)

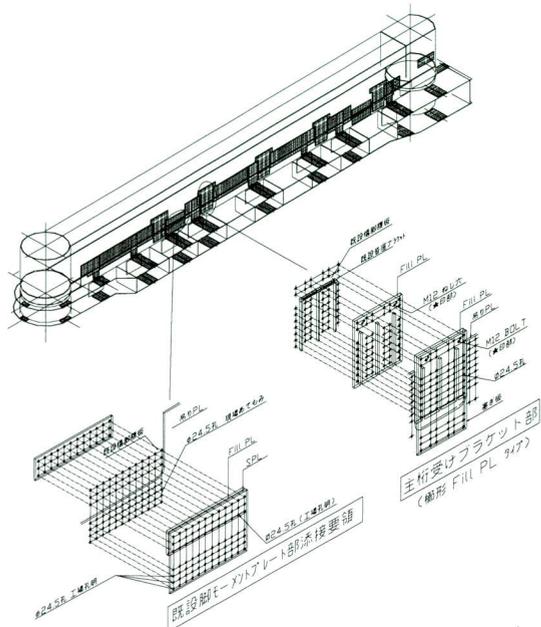


図-10 増設横梁の取付け



写真-6 円柱部の取付状況

③ジャッキアップ

増設縦桁・増設横桁、増設横梁を用いて、上部工のジャッキアップを行った。ジャッキアップは、全支点のジャッキ反力と変位量をモニタリングしながら、ジャッキアップ高3mmを目標に実施した。片持ちとなる増設縦桁横倒れに対する安全装置として、斜めワイヤーを設置した(写真-7)。ジャッキアップに先立ち、

固定支承上の床版を切断して目地を入れ、ジャッキアップ時に悪影響のないようにした。床版切断後は、縦目地タイプのゴム伸縮装置を設置した。(図-11)

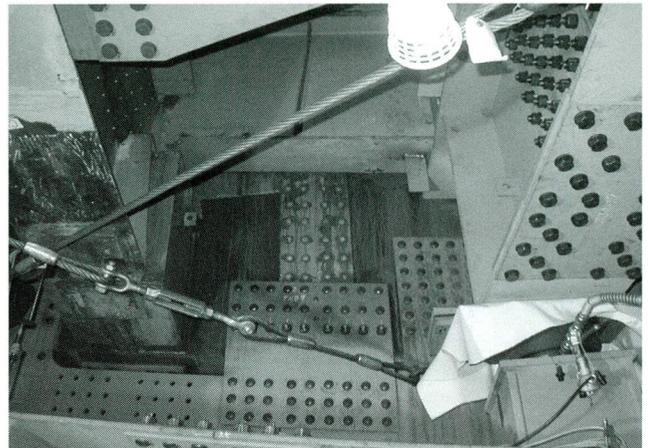


写真-7 ジャッキアップ時の状況

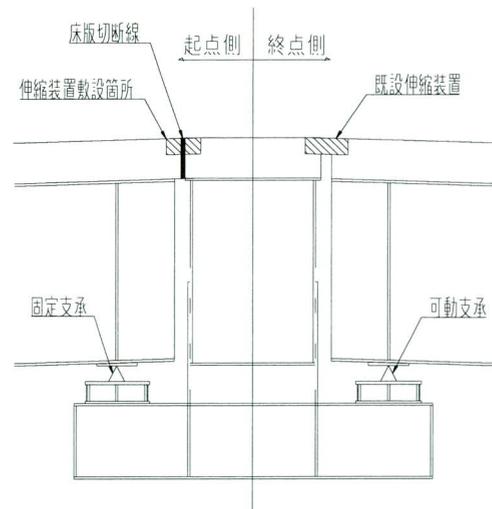


図-11 固定支承上の床版切断

④主桁切欠き部の切断

主桁切欠き部の切断は、地震時の水平力を考慮し、主桁の半数ずつ行うことにした。

⑤支承受台の切断

支承受台の撤去は、既設横梁ウェブに割込んだ支承受台フランジを撤去し、スリットを出す。スリットについては周りにき裂がないことをMTで確認した後、ウェブの外側と内側から、カバープレートで塞ぐことにした。(図-12)

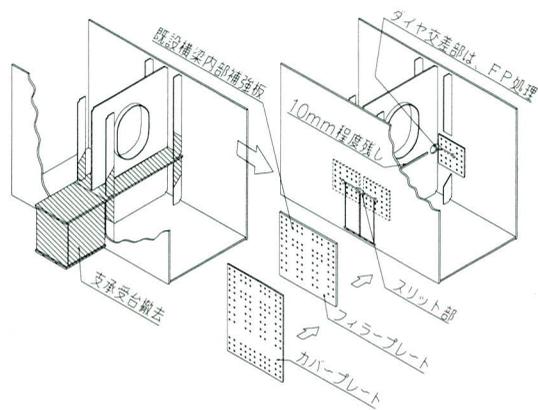


図-12 支承受台の撤去とスリット部のカバープレート

⑥主桁フルウェブ化

主桁切断部に合わせた部材を設置した。取付けは、切欠き部あて板の孔を利用するため、既設のあて板を工場に持ち帰り、そこからアテモミで補強部材に孔明をした。(図-13)

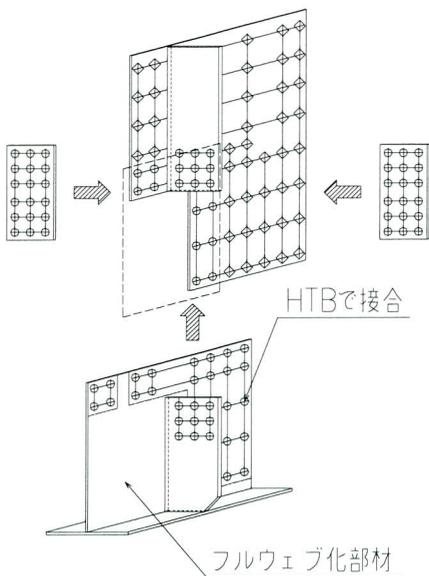


図-13 主桁のフルウェブ化

⑦ジャッキダウン

増設横梁上に新しい支承 (BP-P) を設置し、ジャッキダウンした。

⑧端横桁の交換

増設縦桁端部を撤去し、1パネルずつ、既設端横桁を撤去し、新設の端横桁を350mm支間中央側に移動した位置に取付けた。(図-14)

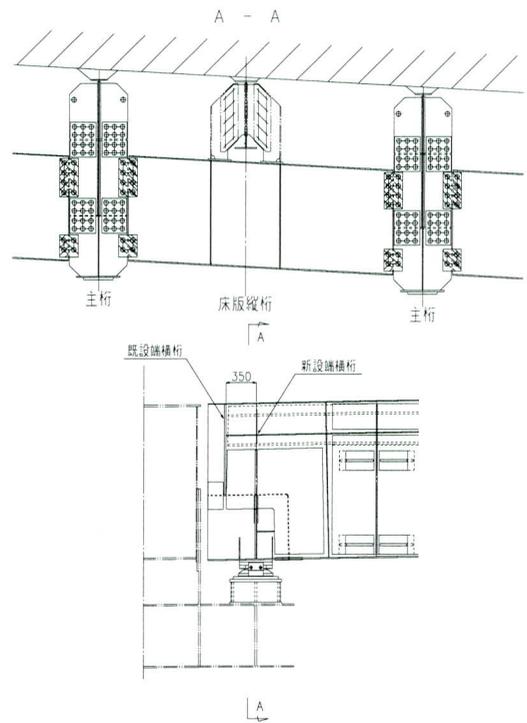


図-14 端横桁の交換

⑨増設縦桁・増設横桁の撤去

追加重量の軽量化のためフルウェブ化完了後、増設横桁・増設縦桁は撤去することにした。

⑩付属物の取付け

落橋防止装置 (PC ケーブル)

- ・ 支承の変位制限機能、桁かかり長を満足する増設横梁と合わせて、落橋防止システムを構成する。

- ・ 点検歩廊

支承、隅角部への点検通路と、通信ケーブルのラックを兼ねる。

- ・ 鳩害防止ネット

増設横梁は将来の維持管理性から開口が大きい箱構造としたので、全体に鳩害防止ネットを取り付けた。

5. 支承受台内部腐食状況

本工事を実施するにあたり、ジャッキアップ後に支承受台の撤去を行った。受台ウェブにあるスカーラップから水が侵入したため、下フランジ上面には泥がたまり、腐食していた。腐食による減肉量は最大で3mmであった。(図-15, 写真-8)

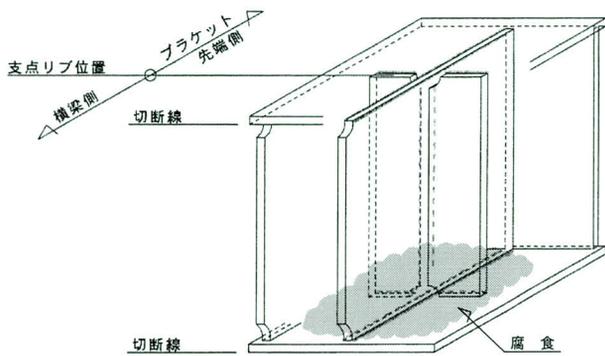


図-15 支承受台内部腐食



写真-8 支承受台内部腐食

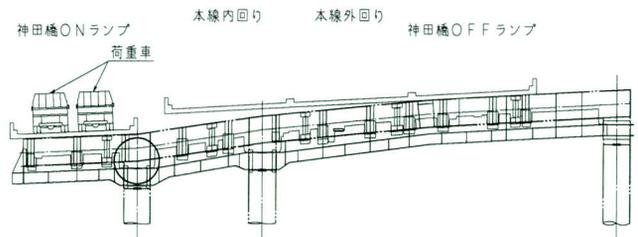


図-16 荷重車試験

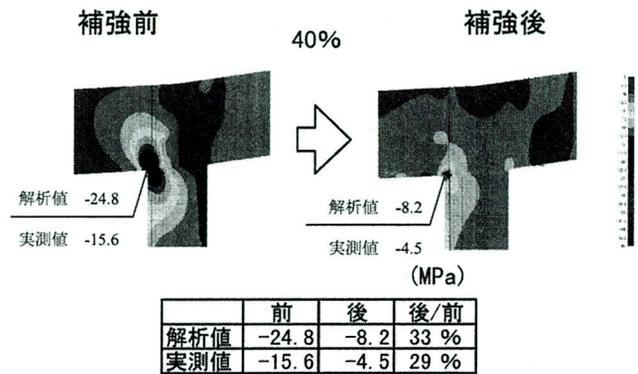


図-17 隅角部補強効果

6. 隅角部補強効果の確認

鋼製脚脚隅角部の補強効果を確認するために、FEM解析と、荷重車走行試験を実施した。荷重車は、オンランプ部で25t車2台を一時静止させて応力を計測した。解析・計測とも補強前に比べて補強後の応力が40%以下になっていることを確認した。(図-16, 17)

7. 円柱現場溶接線のズレへの対応

既設円柱の現場溶接線に最大5mmのズレがあることが判明した。せん断力を伝達するウェブ近傍のズレ部のみフィラーを入れ、その他の肌隙部分には、エポキシ樹脂を注入してズレに対応した。(図-18)

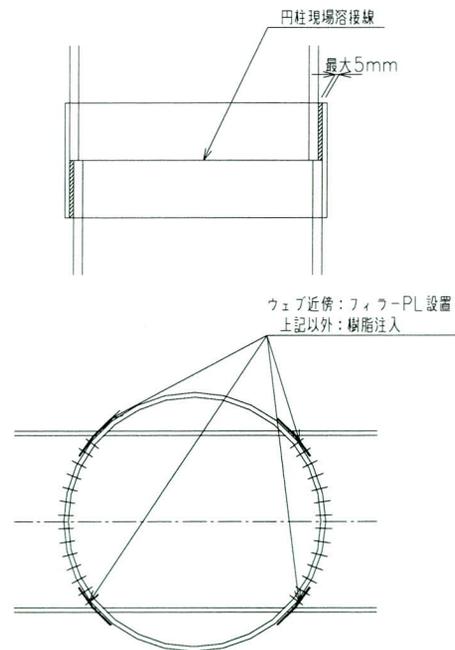


図-18 円柱ズレへの対応

8. 差込ウェブ隅角のき裂処理

神田橋工区の特徴である差込ウェブの隅角構造を図-19に示す。T形横梁ウェブを円柱に差込んだ、差込みウ

ェブ構造となっている。

隅角のき裂は横梁ウェブと円柱の交差部に集中して発生しており、その例を図-20と写真-9に示す。

橋梁ウェブと円柱交差部に発生したき裂に対して以下のような処理を行うこととした。(写真-10, 11)

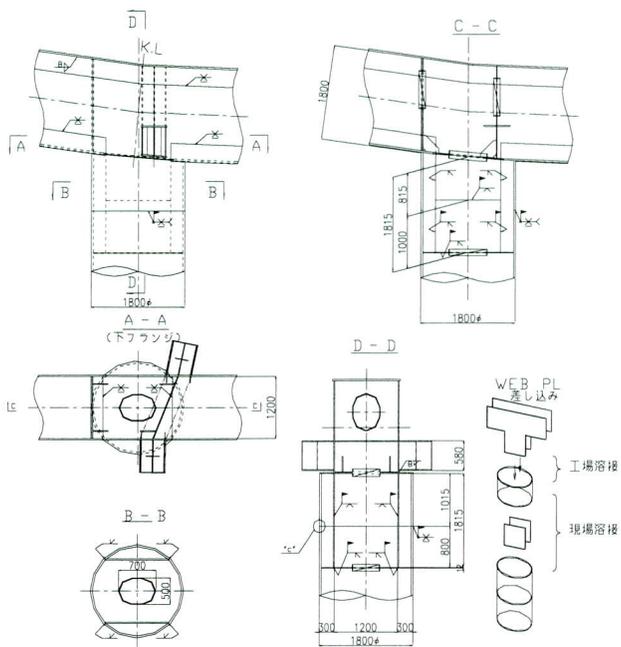


図-19 差込ウェブの隅角構造

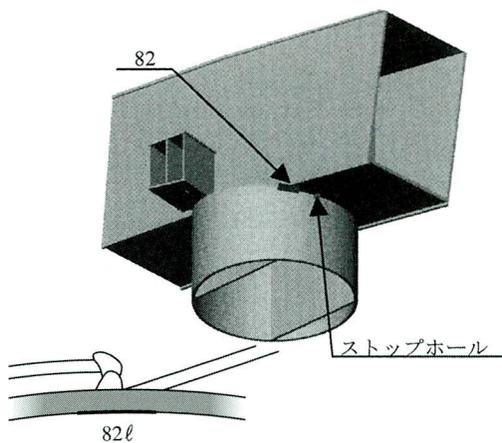


図-20 差込ウェブ隅角のき裂



写真-9 差込ウェブ隅角のき裂

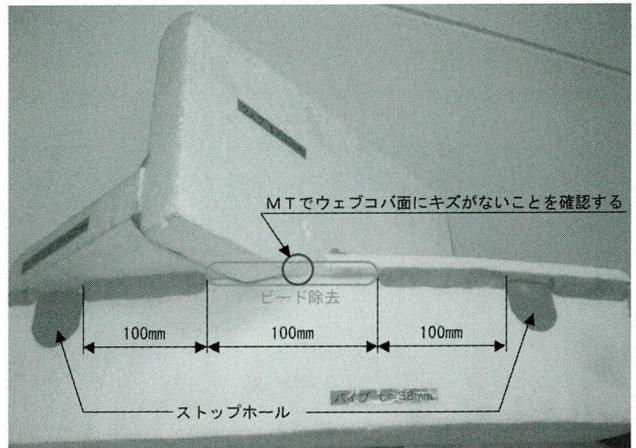


写真-10 隅角き裂処理（外面）

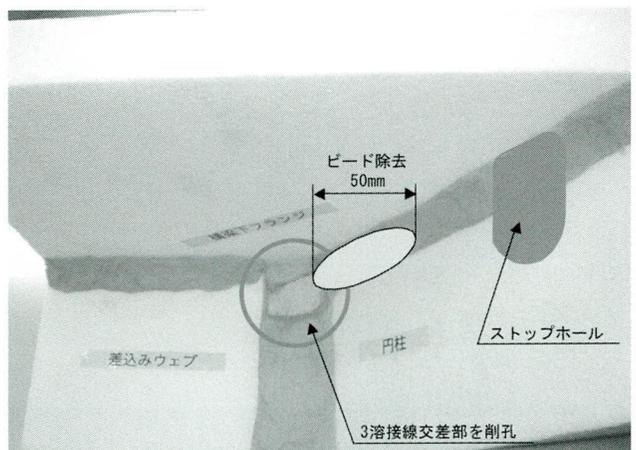


写真-11 隅角き裂処理（内面）

〈外面〉

1. 梁・柱交差部のビードを100mmの範囲でグラインダーで削る。
2. MTでウェブコバ面にキズがないことを確認する。
3. ストップホールを施工する。

〈内面〉

1. 三溶接線交差部を削孔して、鉛直方向のビード（パイプウェブ）にき裂が進展しないようにする。差込ウェブコバ面にき裂がないことを確認する。
2. 内面ビードを50mmの範囲でグラインダーで削る。

以上の処理を、表面き裂のある3ヶ所に対して実施した。そのうちの1ヶ所で差込ウェブ母材コバ面へのき裂の進展が確認された（写真-12, 13（③が母材コバ面のき裂）, 14）ため、カバーPL端部を除去したところ（図-21）、長さ3mmの母材コバ面のキズを確認した。（写真-15）

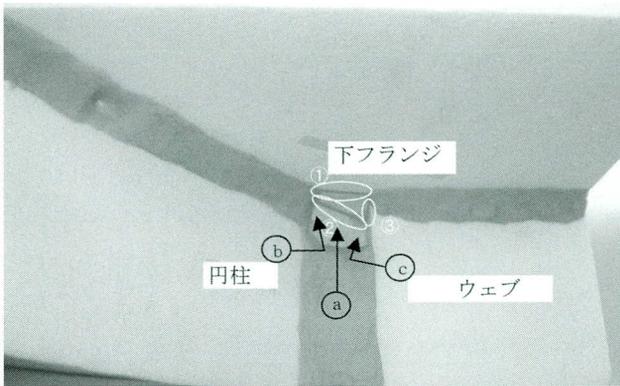


写真-12 内面三線交差部の削孔部



写真-15 カバーPL 端部の除去

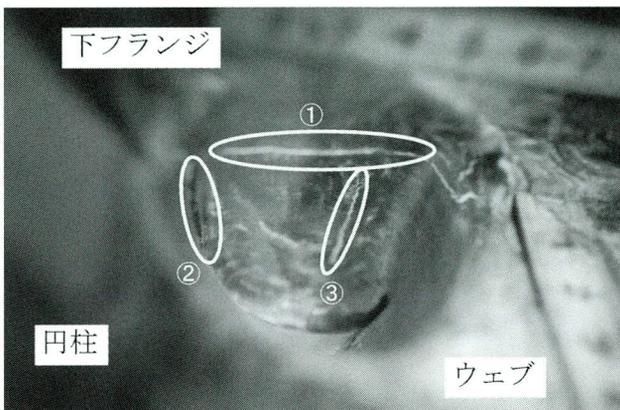


写真-13 MTウェブ母材コバ面のき裂



写真-16 カバーPL 端部の最終形状 (外面)

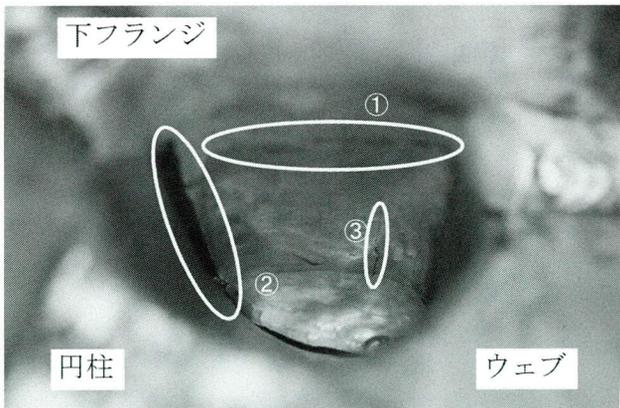


写真-14 マクロ

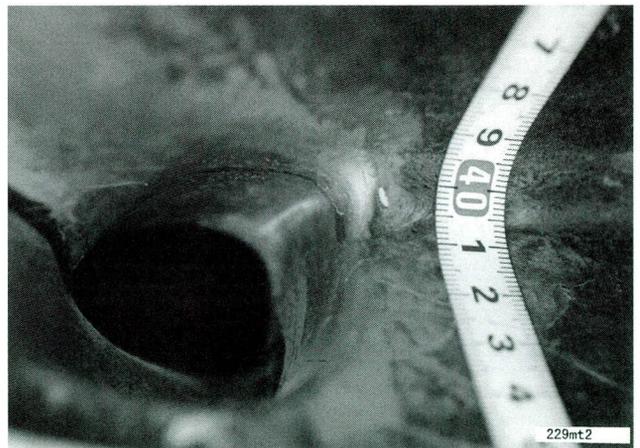


写真-17 内面三線交差部の最終形状

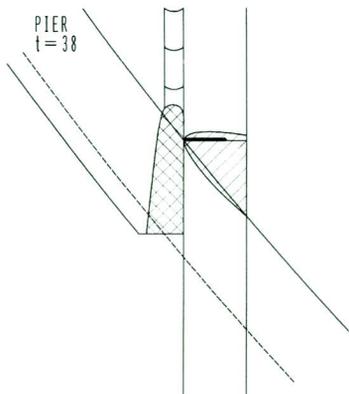


図-21 カバーPL 端部の除去

母材コバ面のキズを外側からと、内側から切削することで除去した。最終形状は写真-16, 17のように仕上げた。

9. まとめ

首都高速都心環状線の神田橋付近の橋梁に対して、MT詳細調査を実施した結果、橋脚隅角部、主桁桁端切欠き部、桁受ブラケットに疲労き裂が多数発見された。また、支承の劣化、端横桁背面のスペース不足の問題もあり、5つの問題点を同時に解決する方法として、フルウェブ化工法を提案し、パイロット工事として施工した。現在は本パイロット工事の経験と反省を踏まえ、さら

に改善を加えその他の橋脚6脚を対象とした工事「鋼製橋脚隅角部補強工事1-6（東京）」を全社一丸となって進めている最中である。

最後に本工事の実施にあたり多大な御指導お頂きました、首都高速道路公団西東京管理局および(財)首都高速道路技術センターの皆様には、紙面を借りまして深く感謝の意を表します。

2005.1.12 受付

グラビア写真説明

大通二号橋

大通二号橋は、八代地域（宮原町）と五木村周辺地域（五木村）を結ぶ交流道路の途中に建設され、両地域間における重要な観光ルートとしての役割、及び険しい山地を結ぶことによる、利便性の向上の役割をもっております。本橋梁の架設位置は、大通峠をひかえた縦断勾配及び曲率のきつい道路線形の現場であり、メタル橋箱桁の利点を生かした現場と言えます。架設は、現道の確保から仮橋を設置し切り回しを行ないながら、地組を行い、360ton吊り油圧クレーンを用いたベント架設工法を採用しております。
(渡部陽一)

たっぷ大橋（岩見沢大橋架換）

明治以来、この場所では、人・物資の往来は渡船で行われてきましたが、昭和35年に待望の旧岩見沢大橋（トラス構造）が完成しました。昭和44年に両側を延伸し、現在に至るまで活躍していました。しかし近年の交通量増加に伴う老朽化、河川改修事業により移設が必要となり、交流ふれあいトンネル橋梁整備事業により、2代目岩見沢大橋が最新技術を屈指した2面吊り斜張橋として完成しました。新しい橋名は“たっぷ大橋”と決まり、平成16年9月に供用が開始され、地域のシンボリックな施設となっております。下流には、美原大橋1面吊り斜張橋が建設中で、平成17年3月に開通となります。
(斎木 敦)

摺上川ダム歩道橋

阿武隈川水系の摺上川に建設中の摺上川ダムに取水塔の管理橋として、平成17年度ダム完成に向けて施工された吊橋です。本ダムは飯坂温泉の上流サイドにあり観光資源としても活用する為、斜張橋も含め検討されたが吊橋となり、とても美しい景観となっております。
(有沢一民)

三条大橋（仮称:新三条大橋）

信濃川に架かっている1期線に、2車線を増やす2期目の工事でした。主桁が変断面箱桁でありながら架設を2主桁同時送出しを行い、客先より非常に高い評価を得ることができました。現場は冬に積雪の多いところでしたので、添接部の現場塗装が行える日が竣工近くに少なく、大変苦労しました。工事前は、ボトルネックの渋滞ポイントでしたが、今ではその渋滞も解消され地元の流通に大変貢献しています。
(伊藤浩之)

移動式型枠支保工を用いた場所打ちPC床版の 橋軸方向の設計および施工 — 第二東名高速道路 中ノ郷第一高架橋（上り線） — Design and Construction of Cast-in-Place PC Slab Using Travelling Form Support - Second Tomei Expressway, Nakanogo First Viaduct(Up Lane) -

生駒 元*¹ 坂根 秀和*² 永山 弘久*³ 河西 龍彦*⁴
Motoshi IKOMA Hidekazu SAKANE Hirohisa NAGAYAMA Tatsuhiko KASAI

Summary

At the upper lane of Nakanogoh first viaduct is made of steel 2-main-girders with long span cast-in-place PC slab. The construction of which is executed with the travelling form support. After the residual stress due to the construction order of the slab, creep, shrinkage, temperature difference, dead load, live load are checked out in the conventional slab design method.

キーワード：場所打ちPC床版、移動式型枠支保工、温度応力、膨張材、養生

1. はじめに

第二東名高速道路中ノ郷第一高架橋上り線は、日本道路公団静岡建設局静岡工事事務所が建設を進めている長支間場所打ちPC床版を有する10径間連続鋼2主桁橋であり、床版支間長は10m、床版厚は床版支間中央で36cm、主桁上で55cmである。構造一般図を図-1に示す。

本橋の床版は、橋軸直角方向のみポストテンション方式でプレストレスを導入する場所打ちPC床版であるが、橋軸方向にはプレストレスを導入しないため、RC構造として設計を行っている。床版橋軸方向の設計は、スタッドジベルにより一体化された鋼桁と床版の合成作用、いわゆる連続合成桁としての挙動を考慮し、主桁作用を

床版の設計に反映している。

また、近年場所打ちPC床版を有する鋼2主桁橋において床版コンクリートの水和発熱によって発生する温度応力の影響が無視できないということが施工事例や実験等¹⁾で分かっており、本橋の床版においても設計時にコンクリートの温度応力を考慮している。

これまで、このような場所打ちPC床版の設計はクリープ、乾燥収縮、鋼桁と床版の温度差、後死荷重、活荷重などを照査し、床版の鉄筋量・鉄筋配置を一度設定した上で、温度応力により発生する引張応力度について別途照査し、鉄筋の許容引張応力度以上となる場合には、補強鉄筋を追加するという設計を行っていた。

しかし、本橋においては床版の橋軸方向の設計をより合理的に行うため、施工時に生じるコンクリートの温度

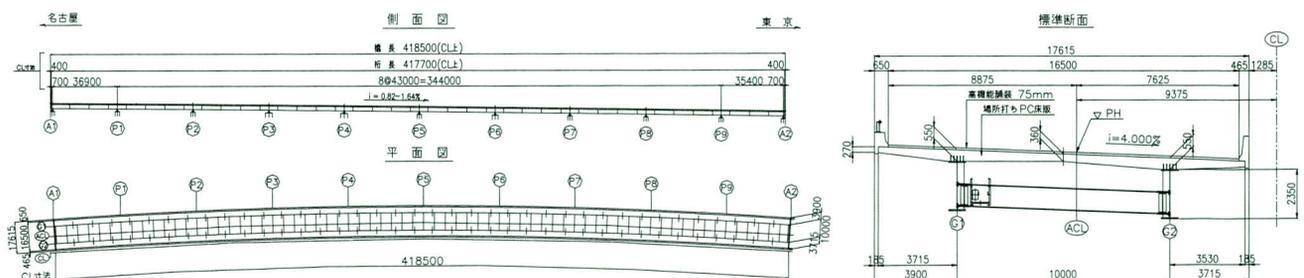


図-1 上り線構造一般図

*¹技術本部設計部設計一課課長代理

*²技術本部設計部設計一課

*³技術本部設計部設計一課課長

*⁴橋梁営業本部橋梁営業部第三橋梁営業グループ課長

応力を非線形温度応力解析によって考慮（施工時の照査）し、クリープ、乾燥収縮、鋼桁と床版の温度差、後死荷重、活荷重などの照査（完成時の照査）と重ね合わせた応力度に対して設計を行っている。なお、コンクリートの許容引張応力度は照査する材齢ごとに算出している。本報告は、この設計の流れを整理し報告するものである。

また、実橋での床版施工にあたっては、施工時に床版に発生する温度応力をできるだけ小さくするため、養生方法やコンクリート配合、移動式型枠支保工を用いたサイクル施工のステップに配慮しているため、それらの概要についても報告する。

さらに、実橋において床版コンクリートの打込み時にコンクリートの温度計測を行い、非線形温度応力解析ソフト「ASTEAMACS Ver.3」を用いた温度解析結果と比較を行ったので、その結果についても合わせて報告する。

2. 設計フロー

ここでは、床版の施工が終了し橋面工事に引き渡すまでの時期を「施工時の照査」とし、後死荷重、活荷重についての照査を「完成時の照査」と称している。設計の大きな流れを図-2に示す。本報告では図-2の中に示す施工時の照査および完成時と施工時の重ね合わせの照査の大きく2つに着目し報告する。

3. 施工時の照査

(1) 試験目的

施工時ならびに完成時の照査において考慮する荷重として以下の項目が考えられる。

表-2 コンクリートの許容曲げ引張応力度

| | | | | | |
|---------------------------------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|
| 材齢 (t) | 3 | 14 | 28 | 365 | 3650 |
| ヤング係数: E_e (N/mm ²) | 16129 | 28340 | 29676 | 31093 | 31207 |
| c: コンクリートの乾燥程度 (標準値=0.44) | 0.44 | 0.44 | 0.44 | 0.44 | 0.44 |
| d: 材齢28日に対する材齢91日の強度増加率 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 | 1.07 |
| 温度上昇時におけるクリープの影響が大きいことによるヤング係数の補正係数: $\Phi(t)$ | 0.73 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| 破壊エネルギー: G_F (N/m) | 82.1 | 96.9 | 99.9 | 103.0 | 103.3 |
| 粗骨材の最大寸法: d_{max} (mm) | 25 | 25 | 25 | 25 | 25 |
| 材齢 t 日におけるコンクリートの圧縮強度 (N/mm ²): $f'_c(t)$ | 22 | 36 | 40 | 44 | 44 |
| 材齢 t 日におけるコンクリートの引張強度 (N/mm ²): $f_{tk}(t)$ | 2.07 | 2.65 | 2.78 | 2.91 | 2.92 |
| 設計基準強度: f'_{ck} (N/mm ²) | 40 | 40 | 40 | 40 | 40 |
| 特性長さ $l_{ch}=G_F \cdot E_c / f_{tk}^2$ (m) | 3.77 | 4.03 | 3.84 | 3.67 | 3.66 |
| 床版厚 h | 0.55 | 0.55 | 0.55 | 0.55 | 0.55 |
| k_{ob} | 1.66 | 1.68 | 1.67 | 1.66 | 1.65 |
| k_{ib} | 0.64 | 0.64 | 0.64 | 0.64 | 0.64 |
| 許容曲げ引張応力度 $f_{Eck}=k_{ib} \times k_{ob} \times f'_{ck}$ | 2.20 | 2.85 | 2.96 | 3.08 | 3.09 |
| $n=E_s/E_e$ | 12.4 | 7.1 | 6.7 | 6.4 | 6.4 |

- ① 床版コンクリートの若材齢時に発生する温度応力
- ② コンクリートに添加する膨張材の効果
- ③ 床版のブロック施工時に作用する主桁作用による曲げモーメントなど
- ④ 床版コンクリートの乾燥収縮、クリープ、桁と床版の温度差
- ⑤ 後死荷重（壁高欄、舗装など）
- ⑥ 活荷重

これらの荷重は、床版コンクリートの材齢ごとに荷重の組合せや発生する応力度が変化するため、本橋の設計においては、施工時の照査として床版コンクリートにプレストレスを導入する前の材齢3日、床版コンクリート

表-1 床版コンクリート材齢ごとの荷重組合せケース

| 考慮する荷重 | 施工時の照査 | | | | 完成系の照査 | | 備考 |
|-----------------------------------------|------------------|------|------|---------|--------|-------|------------------------------------------------|
| | 3日 | 14日 | 28日 | 365日 ※1 | 供用前 | 3650日 | |
| ① 温度応力 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ ※2 | ○ | 温度応力による不静定力は無視 |
| ② 膨張材の効果 | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ ※2 | ○ | 温度応力解析に膨張材の効果を検討して算出することで評価する |
| ③ | ブロック施工（一時的なもの） | × | ○ | ○ | × | × | 若材齢に応じたコンクリートの許容引張応力度以下に抑える |
| | ブロック施工によって残留するもの | × | × | × | ○ | ○ | 1.0N/mm ² 以下に抑える |
| ④ 乾燥収縮 | × | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 3日までは湿潤養生を行うので考慮しない 各材齢における静弾性係数および収縮度を考慮する |
| ⑤ クリープ ヤング係数比・クリープ係数 | × | ○ | ○ | ○ | ○ | ○ | 施工時に変化するクリープの影響を厳密に照査することが困難 |
| ⑥ 床版のコンクリートと鋼桁の温度差 | × | × | × | ○ | ○ | ○ | |
| ⑦ 後死荷重 | × | × | × | △ | ○ | ○ | △: 壁高欄のみ ○: 後死荷重 |
| ⑧ 活荷重 | × | × | × | × | × | ○ | |
| ひび割れ幅の照査 | × | × | × | × | ○ | ○ | |
| 床版コンクリートの許容曲げ引張応力度 (N/mm ²) | 2.20 | 2.85 | 2.96 | 3.08 | 3.09 | 3.09 | |

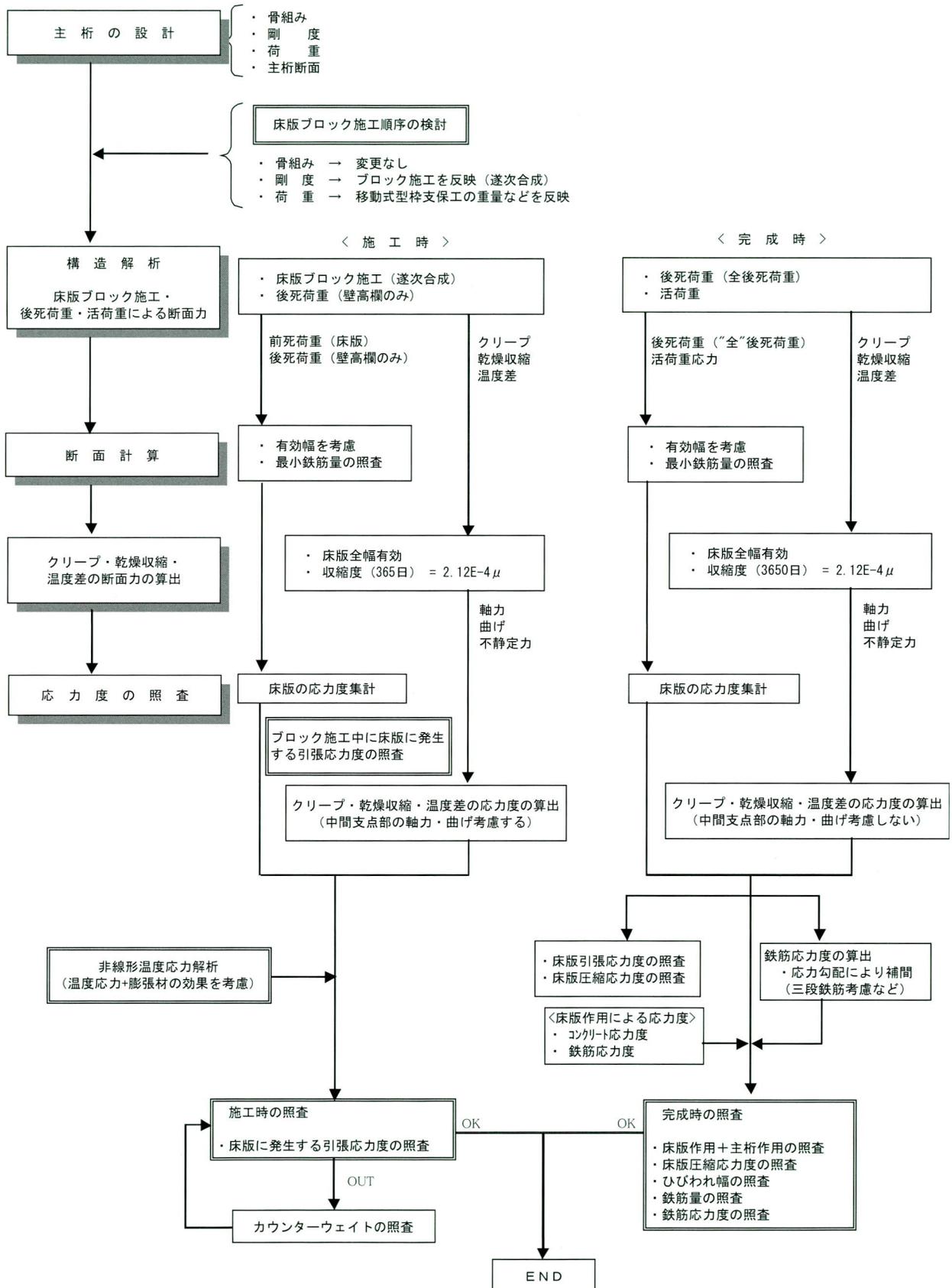


図-2 施工時を考慮した床版の橋軸方向の設計フロー

打込みから2週間後の材齢14日、4週間後の材齢28日に着目し、完成時の照査として、コンクリート打込みから1年後の材齢365日、供用直前、10年後の材齢3650日に着目した。各材齢における荷重組合せケースを表-1に示す。表-1に示す荷重組合せにより発生する引張応力がコンクリートの許容曲げ引張応力度以下となるように床版の設計を行った。表中、※1の365日は床版のブロック施工および壁高欄の施工が完了した時点进行を想定している。※2の温度応力および膨張材の影響については、完成系の床版を照査するポイントが床版支間中央と地覆位置であり、これらの箇所については、温度応力が微小であることから、床版作用と主桁作用の重ね合わせの照査では、照査項目から除外することとした。

コンクリートの許容曲げ引張応力度は、コンクリートの引張強度が材齢により変化することから、曲げびび割れ強度の寸法効果が考慮できるコンクリート標準示方書 [構造性能照査編]²⁾ 3.2 3.2.4式を用いて算出している。その算出結果を表-2に示す。

(2) 温度応力と膨張材の効果について

表-1に示す①温度応力と②膨張材の効果による応力度の算出は、非線形温度応力解析により求めている。その概要を以下に示す。

- ・解析には非線形温度応力解析専用プログラム「ASTEAMACS Ver.3」を使用した。
- ・モデル化は鋼桁1径間分、床版は2ブロック（ブロック長12m）とし、床版支間中央で対称モデルとした。
- ・床版コンクリートの施工は移動式型枠支保工によるサイクル施工とし、1サイクル12日とした。（新旧ブ

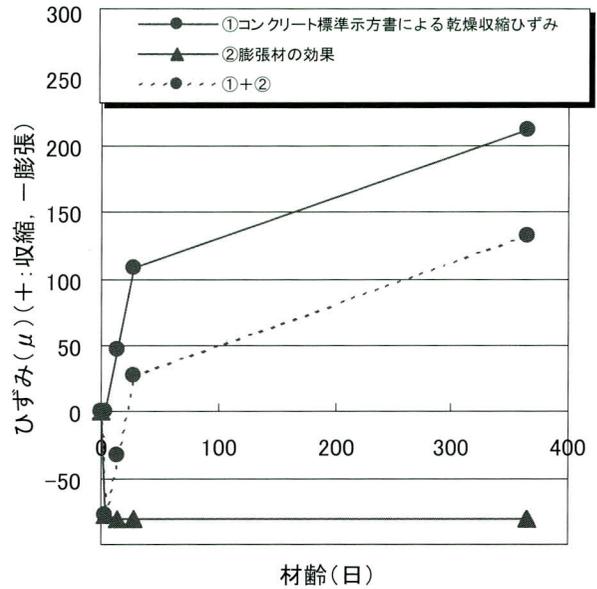


図-4 コンクリートの収縮度と膨張材の関係

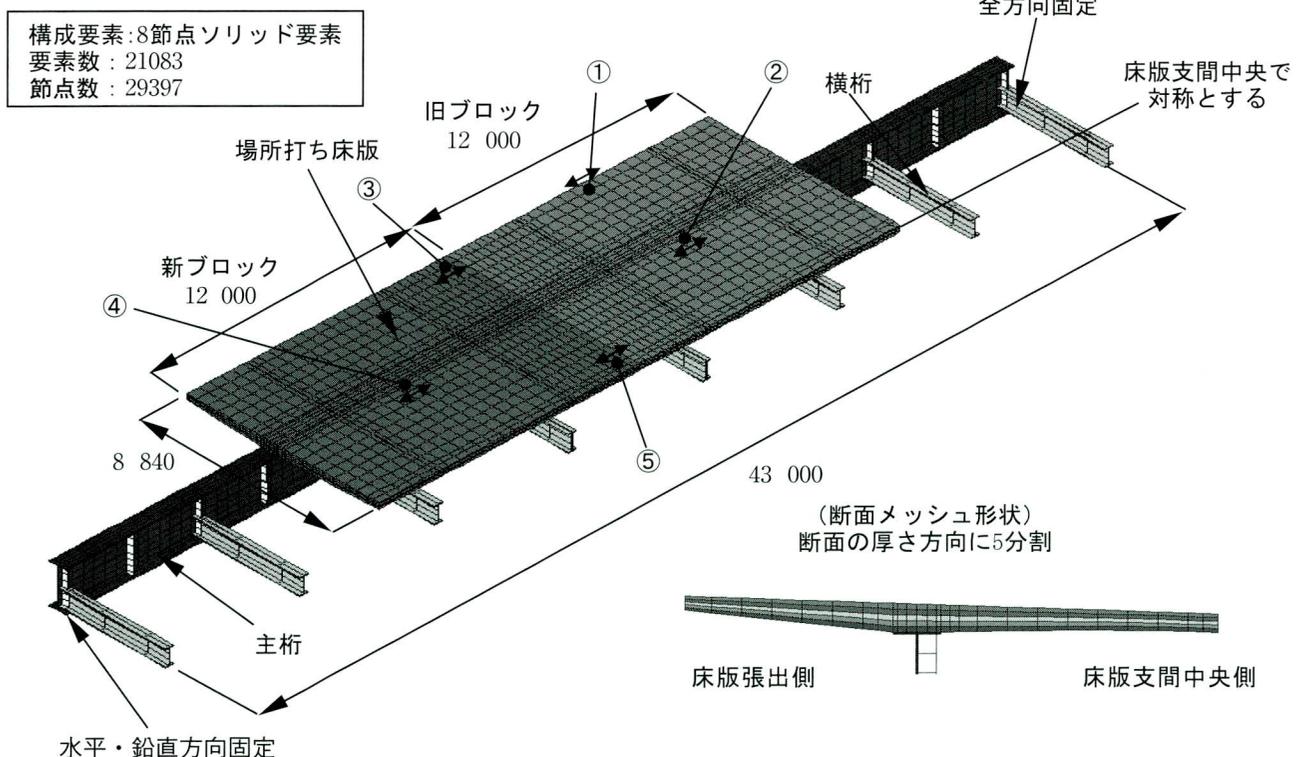


図-3 解析モデル

ロックの材齢差が12日)

- ・ 施工時期は温度応力が最も大きくなる夏期を想定した。
- ・ 床版コンクリートの配合は、実橋で用いる「早強ポルトランドセメント+膨張材」を想定する。
- ・ 材料の熱物性値および力学特性値は、コンクリート標準示方書〔施工編〕³⁾に準じた。
- ・ 今回の解析では、膨張材のひずみ履歴を与えることで温度応力+膨張材の効果を考慮した。

図-3に解析モデルを示す。

膨張材の効果を考慮したコンクリート収縮ひずみの経時的な変化を図-4に示す。図-4で、経時変化を考慮

したコンクリートの収縮度についてはコンクリート標準示方書〔構造的能照査編〕(解2.2.12)を用いて算出し、膨張材の効果は実験値⁴⁾を用いることとした。

図-4より、3日、14日の若材齢時は絶対値で収縮度より膨張材の効果の方が上回っていることから、乾燥収縮による引張応力は打ち消されていることがわかる。そこで本床版の設計における乾燥収縮に対する照査は、材齢3日、14日については省略し、材齢14日以降の材齢において乾燥収縮を考慮することとした。

(3) ブロック施工順序の検討

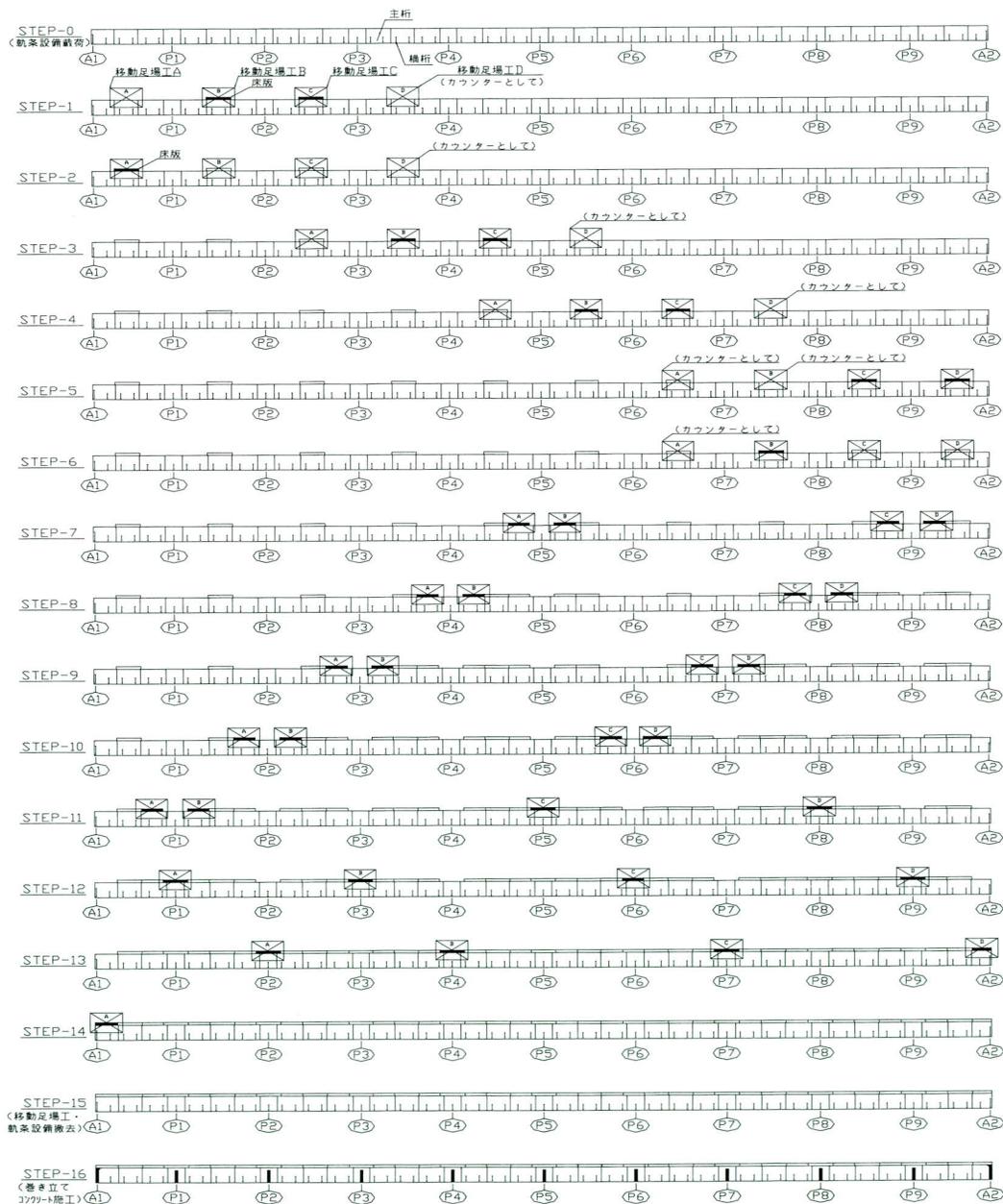


図-5 施工ステップ図

床版のブロック施工順序は、床版に作用する引張応力が極力小さくなるように床版施工ステップを決定した。また、移動式型枠支保工を計4基使用することでカウンターウェイトを兼用する効果的なブロック施工が可能となり、最終的に床版に残留する引張応力を1.0N/mm²以下5.6)に抑えることができた。図-5に施工ステップ図を示す。

この図-5における施工ステップ図を採用したことにより、各ブロックの施工段階で床版に一時的に発生する引張応力を、各材齢ごとの許容曲げ引張応力度以下に抑えることができた。

4. 完成時と施工時の重ね合わせの照査

(1) 床版の最小鉄筋量

床版の橋軸方向の最低鉄筋量は、一般部は1.4%以上、中間支点上は2.0%以上を床版厚に応じて確保することとした5.6)。その結果、床版厚の厚い主桁近傍では鉄筋を3段配置にすることとした。図-6にその配筋図を示す。

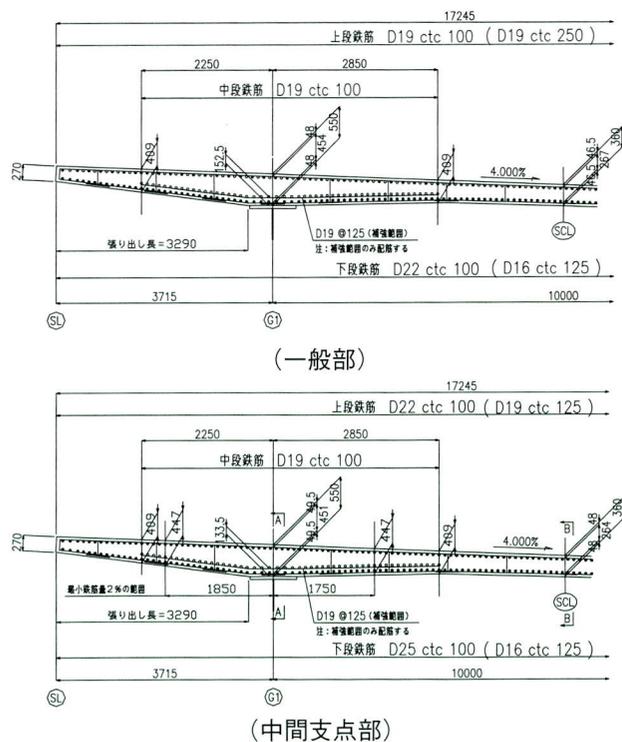


図-6 橋軸方向の配筋図

(2) 床版の照査結果

温度応力解析結果によると、温度応力に起因して床版

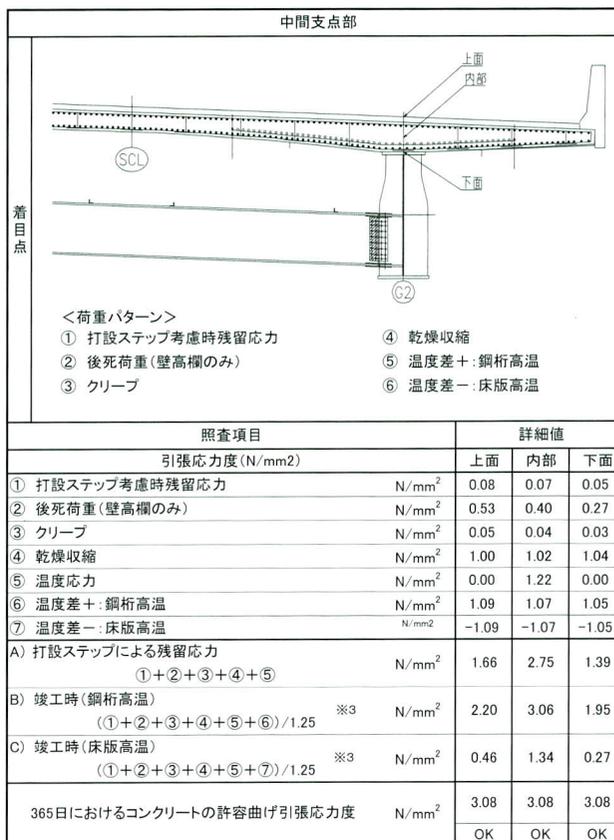


図-7 施工時の照査位置

に発生する橋軸方向の引張応力度は、床版厚が最も厚い主桁直上で最大値を示している。また乾燥収縮によって床版に引張応力が発生する部位も鋼桁の拘束を受ける主桁直上が最大になることから、床版の施工時にコンクリートに橋軸直角方向のひび割れが発生する可能性が高い部位は、主桁上フランジ近傍であると予想される。

よって、施工時における照査は床版支間中央だけでなく主桁直上でも行うこととした。また、温度応力によって発生する引張応力度は床版厚の中心部で最大を示していることから、発生応力度の分布を考慮して照査位置を床版上面、床版内部、床版下面の3カ所とした。図-7

表-3 温度応力分の必要鉄筋量

| 膨脹材あり | | 単位 | 支間部 | 支点部 |
|-----------------|-------|-------------------|-----------|-----------|
| 温度応力 | 上段 | N/mm ² | -0.27 | |
| | 中段 | | 1.22 | |
| | 下段 | | -0.09 | |
| | 平均応力度 | | 0.52 | |
| 床版厚 | | cm | 55 | |
| 床版断面積(1m単位幅あたり) | | cm ² | 5500 | |
| 配置鉄筋 | 上段 | | D19 × 100 | D22 × 100 |
| | 中段 | 径 × ピッチ | D19 × 100 | D19 × 100 |
| | 下段 | | D22 × 100 | D25 × 100 |
| 鉄筋断面積(1m単位幅あたり) | | cm ² | 96.01 | 118.03 |
| 鉄筋比(1.4%, 2%以上) | | % | 1.7 | 2.1 |
| 鉄筋応力度 | | N/mm ² | 16.4 | 13.3 |

に施工時の照査位置および各照査位置において発生する引張応力度を示す。なお、図中※3の安全率は、施工時の安全率である1.25を適用することとした。

本設計は、中間支点上付近では完成時にひび割れを許す設計となっており、膨張材の効果はひび割れた時点でキャンセルされてしまう。逆にコンクリートに生じたひび割れにより温度応力は鉄筋に伝達されると考えられるため、完成時の照査についてはコンクリートの単位面積当たりの温度応力による引張応力を鉄筋応力に換算し、

その応力を主桁作用の応力に付加することとした。その結果を表-3に示す。

温度応力を考慮した床版コンクリートと鉄筋応力度の計算結果を表-4に示す。本橋では、照査対象とした各材齢における施工時の照査、ならびに施工後も残存する応力と完成時の応力との重ね合わせの照査の何れのケースにおいても、床版コンクリート、鉄筋ともに許容応力度を超過することはなかった。また、橋軸方向鉄筋は最小鉄筋量^{5,6)}を満足する配置をしておけば安全であり、

表-4 床版の橋軸方向の計算結果総括表

| 着目断面 | 照査項目 | 支間部 | | 中間支間部 | |
|----------------|--------------------|-------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|--------------------------------|
| | | 上縁コンクリート 下段鉄筋 | 下縁コンクリート 上段鉄筋 | 上縁コンクリート 下段鉄筋 | 下縁コンクリート 上段鉄筋 |
| 活荷重 載荷方法 | 床版作用 | | ----- | | ----- |
| | 主桁作用 (影響線載荷) | L荷重×0.6 (正曲げ最大時) | ----- | L荷重×0.6 (負曲げ最大時) | L荷重 (負曲げ最大時) |
| 床版コンクリート 照査 | 設計基準強度 | 40 kN/mm ² | | | |
| | 荷重ケース | ① 床版作用 | 5.4 T荷重(正) | / | 5.1 T荷重(正) |
| | 活荷重 | ② 主桁作用 | 2.1 L荷重×0.6(正) | | ----- |
| | | 合計 | 7.5 | | ----- |
| | ③ 後死荷重 | | 0.8 | | ----- |
| | ④ その他 ※4 | | 0.0 | | ----- |
| | 床版作用 | ① | 5.4 | | 5.1 |
| | | 判定 | < 10 kN/mm ² O.K | | < 10 kN/mm ² O.K |
| | 主桁作用 | ②+③+④ | | | |
| | | 判定 | | | |
| 活荷重(床版+主桁)+後死 | ①+②+③ | 8.3 | | | |
| | 判定 | 10.0 | | | |
| 〃 + その他 | ①+②+③+④ | 8.3 | | | |
| | 判定 | < 14.0 kN/mm ² O.K | | | |
| 床版鉄筋 照査 | 照査鉄筋 | D22 ctc100 | D19 ctc200 | D22 ctc100 | D22 ctc100 |
| | 荷重ケース | ① 床版作用 | 94.9 T荷重(正) | 94.9 T荷重(正) | 54.5 L荷重(負) |
| | 活荷重 | ② 主桁作用 | ----- | 36.1 | 54.5 P1上 |
| | | 合計 | ----- | 131.0 P1上 0.15LL G1 | 54.5 P1上 |
| | ③ 後死荷重 | | ----- | 2.56 | 9.95 |
| | ④ その他 ※4 | | ----- | 20.27 | 22.1 |
| | ⑤ 温度応力 | | 16.4 | 16.40 | 13.3 |
| | 床版作用 | ① | 94.9 | 94.9 | |
| | | 判定 | < 140.0 kN/mm ² O.K | < 140.0 kN/mm ² O.K | |
| | 主桁作用 | ②+③+⑤ | | 75.3 | 99.9 |
| | | 判定 | | < 140.0 kN/mm ² O.K | < 140.0 kN/mm ² O.K |
| | 活荷重(床版+主桁)+後死+温度応力 | ①+②×0.6+③+⑤ | | 135.5 | |
| | | 判定 | | < 140.0 kN/mm ² O.K | |
| | 〃 + その他 | ①+②×0.6+③+④+⑤ | 111.3 | 155.8 | |
| | | 判定 | < 140.0 kN/mm ² O.K | < 168.0 kN/mm ² O.K | |
| ひび割れ幅 | ひび割れ幅 | 0.019 | | 0.0151 | |
| | 許容値 | 0.020 cm (= 0.005c) | | 0.0186 cm (= 0.0035c) | |
| | 判定 | O.K | | O.K | |
| 最小鉄筋量 | 配置鉄筋量 | 737.9 cm ² (1.87%) | | 929.5 cm ² (2.36%) | |
| | 最小鉄筋量 | 552.1 cm ² (1.40%) | | 788.7 cm ² (2.00%) | |
| | 判定 | O.K | | O.K | |
| 決定事項 | ひび割れ幅 | 引張側鉄筋の1/2 最小鉄筋量 1.4% | | 活荷重(床版+主桁)+後死 | |
| 配置鉄筋 | D22 ctc100 | D19 ctc200 | | D25 ctc100 | |
| | | | | D22 ctc100 | |

さらなる補強鉄筋を配置する必要はなかった。

5. 移動式型枠支保工を用いた場所打ちPC床版の施工

本橋の床版は、前述のとおり長支間場所打ちPC床版の設計・施工マニュアル(案)^{5,6)} および第二東名高速道路藁科川橋での実績を参考に施工計画を行っている。以下にその概要を述べる。

本橋は移動式型枠支保工による場所打ちPC床版施工を行うため、床版コンクリートには材齢3日を目標にプレストレスが可能となる設計基準強度40N/mm²の早強ポルトランドセメントを使用した。また床版コンクリートの温度ひび割れ、および床版コンクリートの乾燥収縮を鋼桁が拘束することに起因するひび割れの発生を防止することを目的として膨張材(標準型)を添加した。膨張材の使用量は収縮補償として30kg/m³とした。

(1) 移動式型枠支保工を用いた床版施工

上り線の場所打ちPC床版の施工では、橋梁の規模が10径間連続で橋長418.5mと大きいことと、幅員および主桁間隔が一定であることから、施工の合理化・省力化および工期短縮を目指し、移動式型枠支保工を複数基用いた床版施工を計画した。さらに、施工時に床版に発生する引張応力が極力小さくなるような施工ステップ(図-5)とした。施工状況を写真-1に示す。養生方法については、藁科川橋での施工実績を参考に、床版上面については養生マット+散水+シート養生とし、移動式型枠支保工の周りを防風カーテンで囲み、床版からの急激な熱の放出を防ぐように配慮した。その状況を写真-2および写真-3に示す。

(2) 床版コンクリートの配合

上り線の床版施工は、移動式型枠支保工を用いたサイクル施工を行うため、コンクリート材齢3日でプレストレスを導入できる早強セメントを使用した。さらに、材齢初期に発生する温度応力の低減と、乾燥収縮による引張応力の低減を目的に収縮補償として膨張材を30kg/m³使用した。その配合を表-5に示す。

6. 実橋計測による温度応力解析の検証

本橋では、床版コンクリート打込み時に床版内に熱伝



写真-1 移動式型枠支保工を用いた床版の施工状況



写真-2 床版上面の養生（散水状況）



写真-3 防風カーテンの設置状況

表-5 床版コンクリートの配合

| 粗骨材の最大寸法 (mm) | W/(C+F) (%) | S/a (%) | 単用量 (kg/m ³) | | | | | |
|------------------|----------------|------------|--------------------------|-----|------|-----|------|------|
| | | | 水 | | セメント | | 混和材 | |
| | | | W | C | F | S | G | A |
| 25 | 41.9 | 43 | 154 | 338 | 30 | 764 | 1019 | 3.68 |

対を埋め込み温度計測を行った。その目的は、藁科川橋での施工において床版コンクリートの温度履歴が再現できれば床版の温度応力度も高い精度で再現できることが確認されている⁷⁾ことから、本橋においては温度のみを計測し、解析結果と比較することで床版設計時に考慮した温度応力の妥当性を確認するためである。

(1) 実橋計測の概要

実橋計測は、BL10とBL19の2ブロックで実施した。温度計測した断面は各ブロックの中央断面で、床版厚の上段・中段・下段の温度を計測している。また同時に外気温の計測も行っている。その計測位置を図-8に、計測機器の設置状況を写真-4に示す。計測は、床版コンクリート打込み完了から材齢28日まで行った。

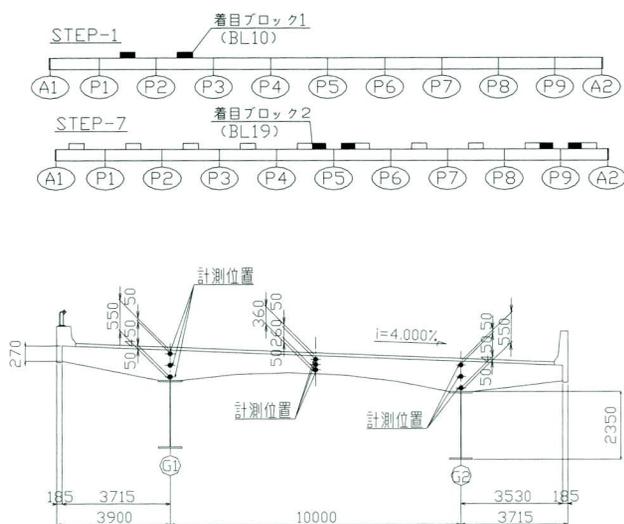


図-8 計測位置図



写真-4 計測機器の設置状況写真

(2) 解析による計測結果の再現

非線形温度応力解析ソフト「ASTEAMACS Ver.3」を用いて計測結果の再現を試みた。ここではこの解析を再現解析と呼ぶこととする。

再現解析に用いた解析モデルは、床版の設計に用いた図-3の解析モデルと同様である。解析入力値については、実橋での計測結果を再現するため、コンクリート打込み温度および外気温は計測結果を入力値として用いた。

(3) 計測結果と解析結果の比較

代表値として主桁直上部、床版厚中央の温度履歴を図-9に示す。これより、実測値と解析値は良好に一致していることから、床版設計時に考慮した温度応力は適切であったと推定できる。

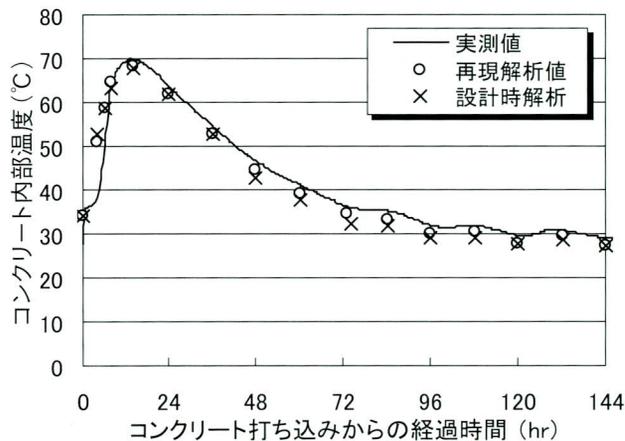


図-9 実測値と解析値の比較

7. まとめ

今回報告した場所打ちPC床版の橋軸方向の設計では、完成系における照査以外に、施工時における温度応力の影響などをあらかじめ取り入れ、施工時に床版にひび割れを発生さない照査を追加した。その影響で橋軸方向鉄筋量が多くなると予想されたが、床版厚に応じた最小鉄筋量^{5,6)}（一般部は1.4%、中間支点部は2.0%）を配置しておけば安全であり、さらなる補強鉄筋は必要ない結果となった。

また、実橋の施工においては、藁科川橋での施工実績を参考に養生方法やコンクリート配合の検討を行った結果、床版の現場施工をほぼ完了した時点では床版に有害なひび割れは発見されておらず、今回の施工時を含めた一連の設計手法および施工方法の妥当性について一定の評価を与えることができたと考えている。

8. 最後に

本橋の設計・施工にあたり多大なご指導を賜りました日本道路公団静岡建設局および静岡工事事務所の方々に
対し深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 八部順一, 小林潔, 竹中裕文, 河西龍彦: 移動式型枠を用いた場所打ちPC床版の施工検証実験, 土木学会第57回年次学術講演会講演概要集, 共通セッション, CS4-010, 2002.9
- 2) 土木学会: コンクリート標準示方書, 構造性能照査編, 2002.3
- 3) 土木学会: コンクリート標準示方書, 施工編, 2002.3
- 4) 橘吉宏, 高瀬和男, 白水晃生, 立川則久: 1m 供試体を用いた膨張材の効果に関する実験的検証, 土木学会第57回年次学術講演会講演概要集, 共通セッション, CS4-013, pp135 ~ 136, 2002.9
- 5) 寺田典生, 本間淳史, 河西龍彦, 松井繁之: 長支間場所打ちPC床版の設計, 施工マニュアル (上), 橋梁と基礎, pp21 ~ 28, 2002.11
- 6) 寺田典生, 本間淳史, 河西龍彦, 松井繁之: 長支間場所打ちPC床版の設計, 施工マニュアル (下), 橋梁と基礎, pp29 ~ 38, 2002.12
- 7) 河西龍彦, 本間淳史, 長谷俊彦, 坂根秀和, 松井繁之: 場所打ちPC床版の温度応力に関する解析的研究, 第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集, pp133 ~ 138, 2003.6
- 8) 本間淳史, 長谷俊彦, 榊原和成, 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 - 第二東名高速道路藁科川橋 -, 橋梁と基礎, pp.2 ~ 10, 2002.10
- 9) 本間淳史, 長谷俊彦, 河西龍彦, 坂根秀和: 長支間場所打ちPC床版の非線形温度応力解析 (第二東名高速道路藁科川橋), 土木学会第57回年次学術講演会講演概要集, 共通セッション, CS4-013
2005.1.18 受付

グラビア写真説明

伊勢町歩道橋

国道403号に架かる伊勢町橋梁は、長野電鉄河東線と立体交差をしていますが、交通量も多く歩道がない事から、前後取付道路と同様に橋梁部にも歩道部を架設することとなりました。

本工事は、長野電鉄との建築限界が厳しいことや電車の通過しない夜間による短時間架設などの条件より、低構造高でかつ軽重量である合成床版橋が選定されました。地組ヤードにて全体を組立、ウレタンを充填した後、夜間に架橋地点に運搬し、短時間で一括架設しました。
(山田 豊)

新犬飼橋

新犬飼橋が有る犬飼町は、国道10号・57号・326号が交わり、常に交通渋滞が発生しております。本橋はこの渋滞解消の為計画された犬飼バイパスの大野川を渡河する部分に架設されました。架設は二渴水期にまたがって行われ、第一渴水期に河川敷の部分クロウラークレーンベント工法、第二渴水期の河川部については、ベントが設けられない為、第一渴水期に架設した桁上で部材を組立て、送り出し装置を使用した送り出し架設を行いました。架設の様子は、大野川に添って走る国道10号線から良く見渡す事が出来る上に、桁を送り出して架設を行うという事で、地元はもちろんの事大分市内に朝夕通勤する方達に注目をされた工事でした。
(渡部陽一)

固定式型枠支保工を用いた場所打ちPC床版の施工 — 第二東名高速道路 中ノ郷第一高架橋（下り線）—

Construction of Cast-in-Place PC Slab Using Fixed Form Support -Second Tomei Expressway, Nakanogo First Viaduct(Down Lane)-

坂根 秀和*¹ 永山 弘久*² 生駒 元*³ 河西 龍彦*⁴
Hidekazu SAKANE Hirohisa NAGAYAMA Motoshi IKOMA Tatsuhiko KASAI

Summary

At the low lane of Nakanogoh first viaduct is made of steel 3-main-girders with long span cast-in-place PC slab which has span length of 6.050 ~ 7.800m. The construction of which is executed with the fixed form support. For the sake of the rationalization and quality control of the cast-in-place PC slab is marvelously devised. The shut-out-light sheet was adopted for the curing of cast-in-place PC slab and for the purpose of confirming effect, the temperature measurement and nonlinear temperature analysis assumption results are also reported.

キーワード：場所打ちPC床版、固定式型枠支保工、温度応力、輻射熱、膨張材、養生、遮光シート

1. はじめに

日本道路公団静岡建設局が建設を進める第二東名高速道路中ノ郷第一高架橋は、上り線が10径間連続2主鉄桁橋、下り線が11径間連続3主鉄桁橋であり、ともに橋軸

直角方向にポストテンション方式でプレストレスを導入する場所打ちPC床版を有する。

場所打ちPC床版の施工にあたり、上り線（2主鉄桁橋）においては施工の合理化・省力化・安全性の向上に有効とされる大型の移動式型枠支保工を複数基用いて床版施

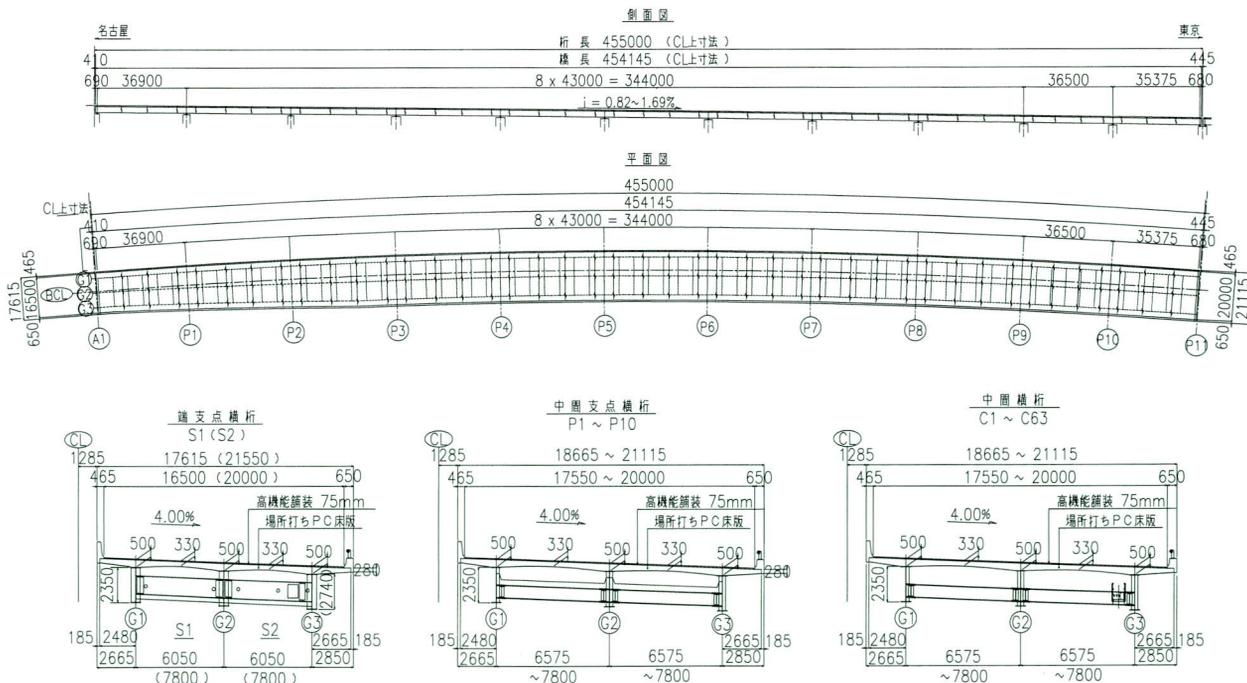


図-1 下り線構造一般図

*¹技術本部設計部設計一課
*²技術本部設計部設計一課課長

*³技術本部設計部設計一課課長代理
*⁴橋梁営業本部橋梁営業部第三橋梁営業グループ課長

工を行ったが、下り線（3主桁橋）は主桁間隔と幅員が変化するため、移動式型枠支保工を用いることが非常に困難と考えられた。そこで、下り線の場所打ちPC床版施工には固定式型枠支保工を用いることとした。下り線の構造一般図を図-1に示す。

移動式型枠支保工を用いた場所打ちPC床版の施工については、社団法人日本橋梁建設協会で実施された検証実験¹⁾や場所打ちPC床版を有する工事の施工事例報告²⁾などがあり、また弊社においても第二東名高速道路薬科川橋³⁾において施工実績があったが、施工事例報告の少ない固定式型枠支保工を用いた長支間場所打ちPC床版の施工にあたっては、施工段階で以下の工夫を行った。

- ① 固定式型枠支保工の構造上の工夫
- ② 床版コンクリートの配合
- ③ 床版コンクリートの養生方法

本報告は、上記①～③について報告するものである。また、上記と合わせて実橋での床版コンクリート施工時に温度計測も行ったのでそれも合わせて報告する。

2. 固定式型枠支保工の構造上の工夫

(1) 型枠支保工の構造

本橋の床版支間は、前述したように7.800mと長いため、一般的な鋼製ビーム（ペコビーム）1本だけでは床版コンクリートおよび型枠自重による支保工のたわみが過大となり所定の品質を確保することが困難であると考えられた。そこで本工事では第二東名高速道路駒瀬川橋での施工事例⁴⁾を参考にし、横桁上にH鋼（400×400×13）を橋軸方向に配置し、それを利用して鋼製ビームを置き支保工を形成する構造とした。また、床版張出長も2.665mと長いことから床版受け大引き材を主桁下フランジから直接パイプサポートを二本使用して斜めに支持する構造とし、床版コンクリート打設時の支保工

たわみが過大とならないよう留意した。その構造図を図-2に、型枠設置状況を写真-1, 2に示す。

(2) 吊金具の省略

床版の施工用として一般的に用いられている吊ボルト受け金具や作業足場用吊金具は、鋼桁等に溶接されるのが一般的であるが、本橋では疲労強度の向上、材片数の削減を目指し、第二東名高速道路駒瀬川橋での施工事



写真-1 支保工設置状況（床版張出部）



写真-2 支保工設置状況（床版支間部）

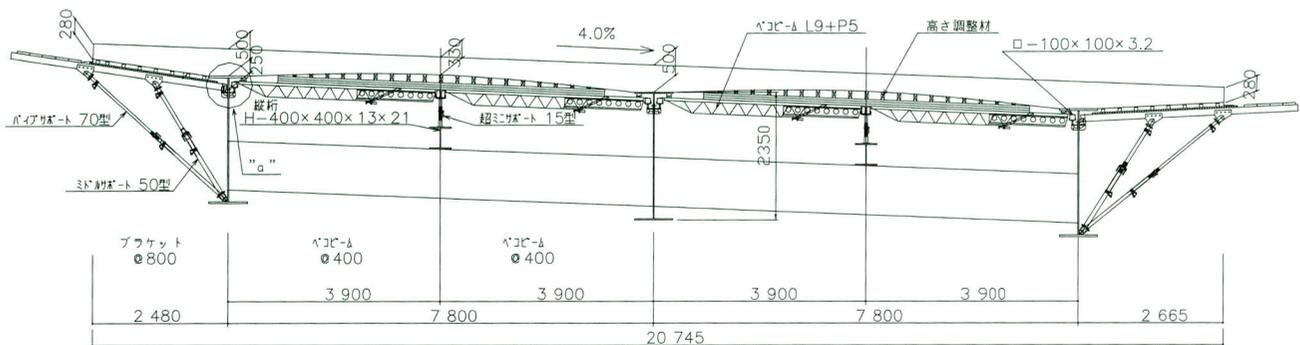


図-2 固定式型枠支保工の構造

例を参考にして、主桁腹板に約800mmピッチで孔明(24.5Φ)した孔を利用して型枠支保工や吊足場を設置する方法を採用した。その状況を写真-3に示す。

支保工解体後の腹板の孔は、将来の維持管理時には図-3のようにアイボルトなどで足場を構築することが可能である。

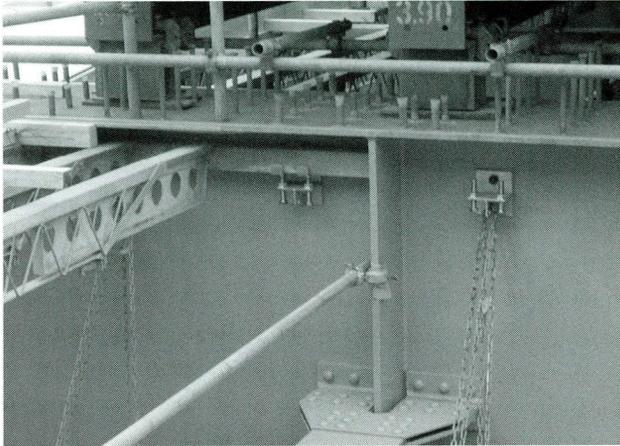


写真-3 吊金具の設置状況

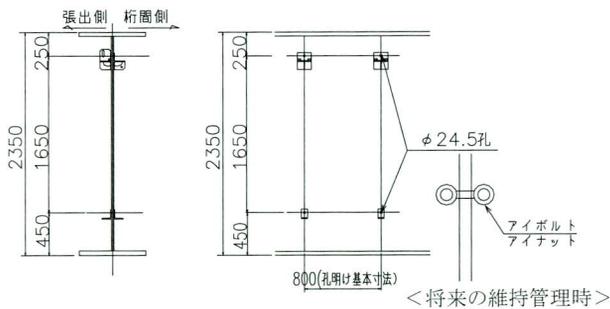


図-3 維持管理用孔詳細

3. 床版コンクリートの配合と養生方法

(1) 床版コンクリートの温度応力

床版厚の厚い床版コンクリートにおいて施工時に有害なひび割れを発生させる要因の一つとして、コンクリートの水和発熱による温度応力が挙げられる。これについては、近年多くの研究発表や施工事例⁵⁾が報告されており、長支間場所打ちPC床版の施工ではこの温度応力を考慮した設計、施工を行う必要がある。また、温度応力への対処方法としては、床版内部と床版表面の温度差をなるべく小さくし、かつゆっくりと温度を低下させることが重要とされている。

以上のような背景から、上り線の移動式型枠施工と異なり下り線の固定式型枠施工では、日照を遮る屋根や防

風用のカーテンなどの養生設備が無いため、これに代わる具体的な養生方法についての対策が必要と考えた。また、養生方法の対策と合せて、コンクリートの配合に着目した検討も行った。コンクリートの配合と養生方法に着目した検討を行った。

(2) 床版コンクリートの配合

移動型枠施工を採用した上り線では、作業の効率化を図るため床版コンクリート打込み後3日目にPC緊張を行う必要があることから、セメントには早強ポルトランドセメントを使用した。しかし、道路線形や桁配置などの理由から固定式型枠施工を採用した下り線ではその必要は無いため、コンクリートの水和発熱を低く抑え、発生する温度応力をできるだけ小さくする目的で普通ポルトランドセメントを使用した。また、膨張材は収縮補償として30kg/m³添加した。下り線の床版施工で用いたコンクリート配合を表-1に示す。

表-1 床版コンクリート配合

| 水結合材比 W/(C+F) (%) | 細骨材率 S/a (%) | 単用量(kg/m ³) | | | | | |
|-------------------------|--------------------|-------------------------|-----------|----------|----------|----------|----------|
| | | 水 W | セメント C | 混和材 F | 細骨材 S | 粗骨材 G | 混和剤 A |
| 41.8 | 44.0 | 154 | 338 | 30 | 783 | 1003 | 3.680 |

(3) セメントの種類をパラメータとした温度応力の比較

前述のように、下り線の床版施工には温度応力の低減を図るため普通ポルトランドセメントを用いることとしたが、その効果を確認するために非線形温度応力解析を行った。解析ソフトには「ASTEA-MACS Ver.3」を使用した。解析モデルを図-4に、解析パラメータを表-2

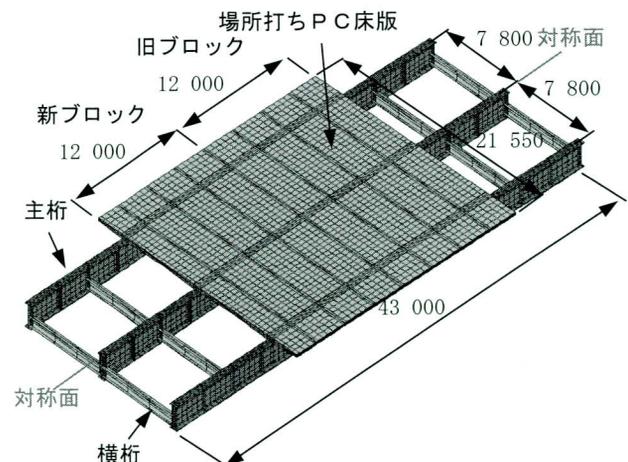


図-4 解析モデル (全橋モデル)

表-2 解析パラメータ

| 解析モデル種類 | セメント種類 | 乾燥収縮・膨張材(80 μ)の効果 | | 解析ケース |
|---------|--------|------------------------|------|-------|
| | | 乾燥収縮のみ考慮 | 両方考慮 | |
| 全橋モデル | 早強セメント | ○ | — | CASE1 |
| | | — | ○ | CASE2 |
| | | ○ | — | CASE3 |
| 半橋モデル | 早強セメント | — | ○ | CASE4 |
| | | ○ | — | CASE5 |
| | 普通セメント | — | ○ | CASE6 |

に示す。解析モデルは、図-4に示す全幅モデルと、計算時間省略のため図中の対称面でモデルを半分にした解析モデルの2種類にて解析を行った。解析パラメータは、表に示すようにセメント種類(早強・普通)および乾燥収縮のみを考慮した場合と膨張材添加の有無をパラメータとして計6ケース解析を行った。

上記解析の結果を代表して、新ブロック側の材齢3日における床版上面の橋軸直角方向応力に着目し、その応力コンター図を図-5~8に示す。早強ポルトランドセメントを用いたCASE3およびCASE4に比べ、普通ポルトランドセメントを用いたCASE5およびCASE6の方が、新ブロック側の打継目近傍に発生する引張応力度は小さくなる事が確認できた。さらに普通ポルトランドセメントを用いたCASE5およびCASE6について、膨張材を添加した場合(CASE5)としない場合(CASE6)に着目した場合、膨張材を添加すれば引張応力を約0.4N/mm²軽減することが確認できた。

これらの解析結果も考慮して、表-1に示す床版コンクリートの配合を決定した。

(4) 養生方法の検討

前述のとおり若材齢時の温度応力への対処方法としては、床版内部と表面の温度差を出来る限り小さくするこ



写真-4 移動型枠支保工を用いた床版施工

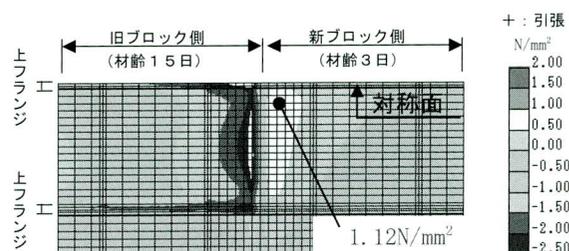


図-5 橋軸直角方向応力コンター図 (CASE3:半橋モデル)

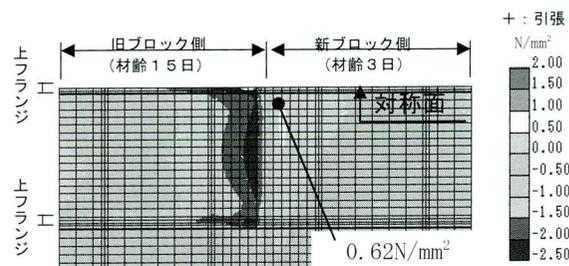


図-6 橋軸直角方向応力コンター図 (CASE4:半橋モデル)

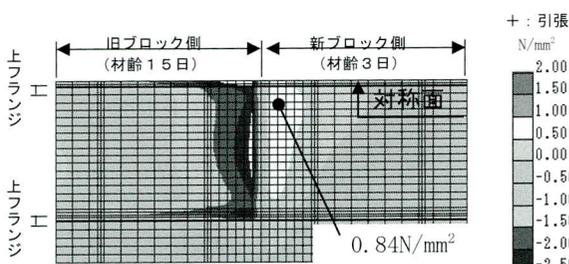


図-7 橋軸直角方向応力コンター図 (CASE5:半橋モデル)

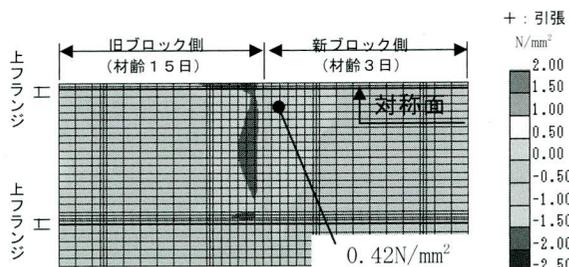


図-8 橋軸直角方向応力コンター図 (CASE6:半橋モデル)

と、水和発熱により上昇したコンクリート温度をゆっくり低下させることが重要である。移動式型枠支保工を採用した場合は、写真-4に示すように日照を遮る屋根や防風用のカーテンなどの養生設備があり、良好な床版を施工できることが確認できている。我が社では藁科川橋において施工実績がある。

しかし、固定式型枠支保工を用いた場所打ちPC床版の施工では、移動式型枠支保工とは異なり、屋根や防風用のカーテンを設置することが極めて困難であることから、養生方法に留意する必要がある。さらには、直射

日光の影響（輻射熱の影響）も無視できないとの最近の研究⁶⁾もあり、下り線の固定式型枠施工では、移動式型枠支保工で用いた床版施工の養生方法で一般的である「養生マット+散水+シート」の上に、日射の影響を軽減するための「遮光シート」を採用することとした。この「遮光シート」は塩化ビニールシートの片面にアルミ加工を施したもの（商品名：テクミラー、日本ウェーブブロック（株））を使用した。実橋での遮光シート敷設状況を写真-7に示す。実橋においては遮光シート（テクミラー）の規格として、幅185cm/厚さ0.38cmのものをシート自体が痛むまで転用しながら使用した。

この「遮光シート」がどの程度効果があるかについて確認するため、実橋での計測を行う前に簡易的な実験を千葉工場内で行った。その状況を写真-5に示す。

この簡易実験では、既設のコンクリート面に従来の養生方法（養生マット+散水+シート）とこれに遮光シートを重ねた養生方法を再現し、各シート間に熱伝対（温度計測センサー）を設置してその温度を計測した。これと合わせ養生を行わないコンクリート表面も温度を計測し、それぞれ比較した。（図-9）

計測期間は、日照の影響（1日の気温上下動）を考慮

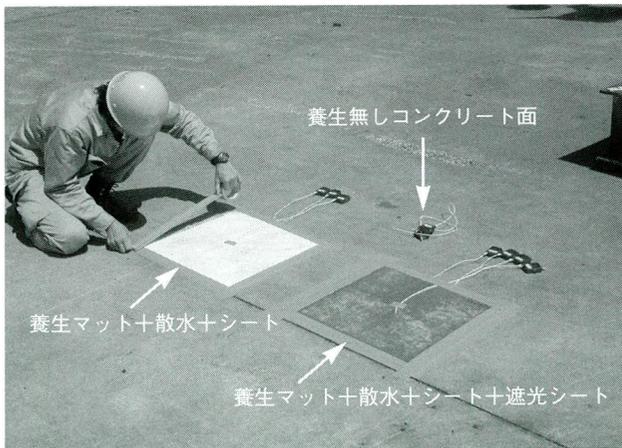


写真-5 簡易実験の状況

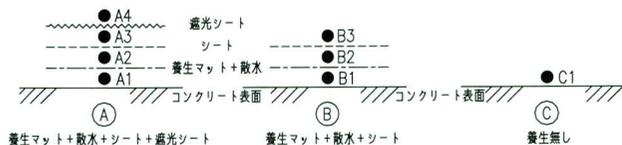


図-9 計測位置図

するため、晴天日の朝の8時から24時間計測を行った。その結果を図-10に示す。

図-10より、養生をしないコンクリート表面（C1）と遮光シートが有る場合（A1）、遮光シートが無い場合

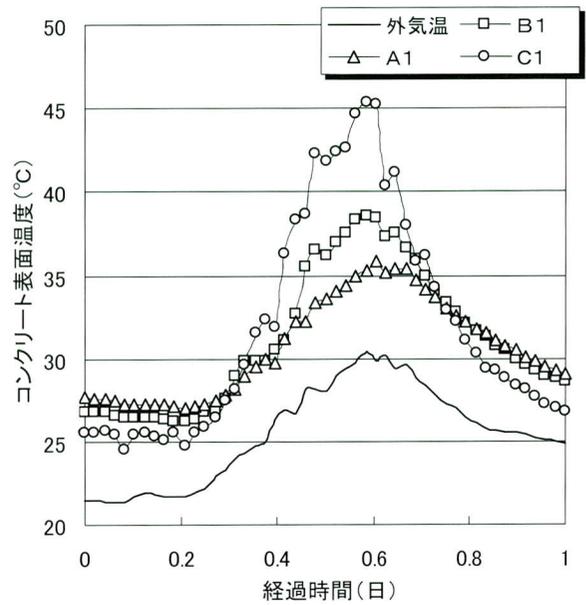


図-10 計測結果（コンクリート表面）

（B1）の結果を比較すると、養生を行なった方が最高到達温度も小さくなっていることから、直射日光の影響を軽減していると考えられる。この効果は、遮光シート有最高到達温度からの温度下降勾配も遮光シート有りの方が小さいことから、シート内部の温度が外に逃げにくくコンクリート表面と内部の温度差を小さくできるものと推測される。以上の結果から遮光シートを用いた養生方法は有効であると判断した。

この遮光シートに加え、さらに床版施工時の風による水和熱の急激な熱の逸脱と水分の蒸発を防ぐため、床版上面ではコンクリート打込みを行う床版ブロックの周りをシート囲み、養生シートを敷設する前のコンクリート上面に直接風が当たらないよう留意した。さらに、床版下面（床版支間部・張出部とも）についても型枠に直接風が当たらないようにシートを配置した。これらの状況



写真-6 床版上面状況



写真一七 遮光シート敷設状況



写真一八 床版下面状況



写真一九 床版施工状況 (左:下り線 右:上り線)

を写真一六～八に示す。

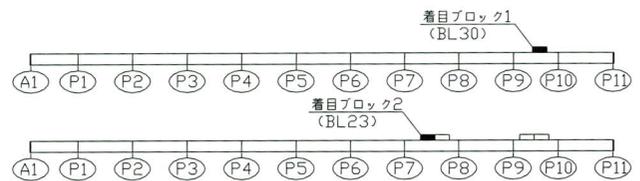
なお、本橋（下り線）の床版コンクリート施工においては、先行して施工した上り線床版の橋面上に、アジテータ車やポンプ車を配置して床版施工を行った。その状況を、写真一九に示す。

4. 実橋での温度計測

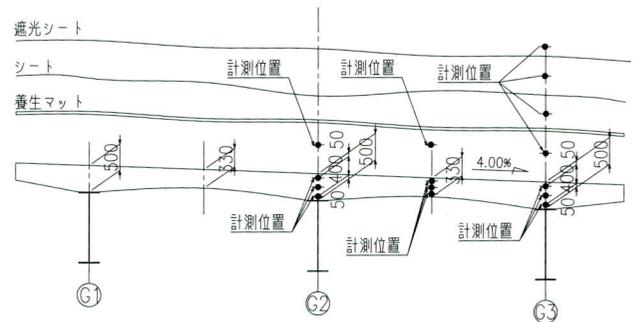
(1) 温度計測の概要

床版コンクリート施工時におけるコンクリート内部の温度履歴を確認し、設計時に考慮した温度応力の妥当性を検証するために、実橋において床版施工時の温度計測を行った。

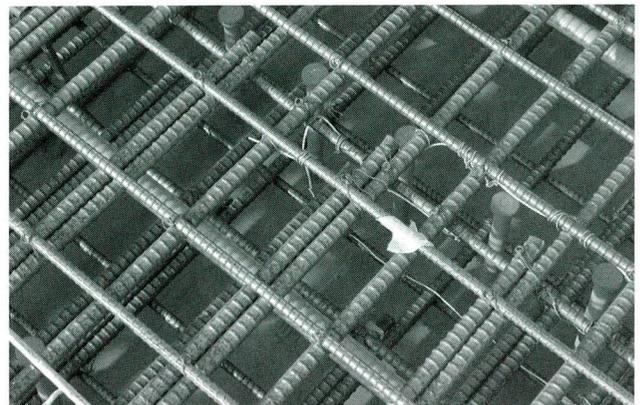
今回の計測したブロックは図一11に示すように平成16年4月5日に打込んだBL30と平成16年5月24日に打込んだBL23のそれぞれブロック中央断面を測定した。BL23、BL30ともG2、G3主桁ウェブ直上の床版断面内3点と、G3主桁上については養生シート各間の温度計測を行った。その計測位置を図一12に示す。



図一11 温度計測ブロック



図一12 計測位置図



写真一〇 計測機器設置状況

床版温度の計測は、コンクリート打込みから1ヶ月間連続して計測を行った。また、外気温の計測も行っている。計測機器の設置状況を、写真-10に示す。

(2) 温度計測結果

BL30とBL23の主桁直上における上段・中段・下段の温度計測結果を図-13および図-14に示す。

床版内部の最高到達温度は、BL23およびBL30ともG3主桁上（床版厚500mm）の床版厚中央において、BL23がコンクリート打込みから14時間後に56.0℃、BL30は16時間後に46.9℃を記録した。同位置で計測したBL23とBL30で最高到達温度が10℃程度異なっているが、これは打込み時のコンクリートの温度差（打込みからの経過時間0時間の時のコンクリート温度）および外気温差が約10℃あることが原因と考えられる。

(3) 非線形温度応力解析による計測結果の再現

非線形温度応力解析ソフト「ASTEAMACS Ver.3」を用いて、床版内部温度の再現解析を行った。解析モデルは、図-4に示す解析モデルを用いている。

コンクリートの水和発熱量履歴を解析で推定するためには、断熱温度上昇特性の設定が重要である。この設定によって初期材齢時の発熱過程が異なってくることは各種論文等で報告されており、土木学会コンクリート標準示方書[施工編]⁷⁾に示される断熱温度上昇特性の推定式では、初期材齢時の発熱過程に差が生じることが合わせて報告されている。そこで、文献⁸⁾に提案されている初期材齢時のS字曲線を再現できる式を用いて解析を行った。外気温については、1日の気温変動を考慮するため実橋計測で得られた外気温を直接与えた。コンクリート打込み時の温度についても実橋計測で得られた値を用いた。熱伝達率の設定にあたっては、床版コンクリート打込み時の環境条件や養生方法（養生マット+散水+シート+遮光シート）等の条件に合わせるため、既往の文献等を参考に設定した。これら以外の物性値については、土木学会コンクリート標準示方書[施工編]に示される値を用いた。

解析結果として、図-15にBL30の主桁直上の床版厚中央部における実測値と解析値の比較結果を示す。図-15からも分かるように、解析値と実測値は材齢初期の発熱課程および最高到達温度ならびに温度下降履歴とも良好に再現できている。温度解析の結果が再現できていれば、温度応力も適切に再現できることが別途検討で分

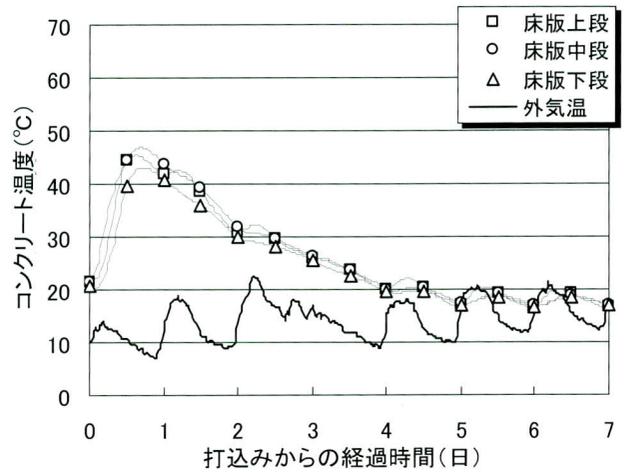


図-13 温度計測結果 (BL30)

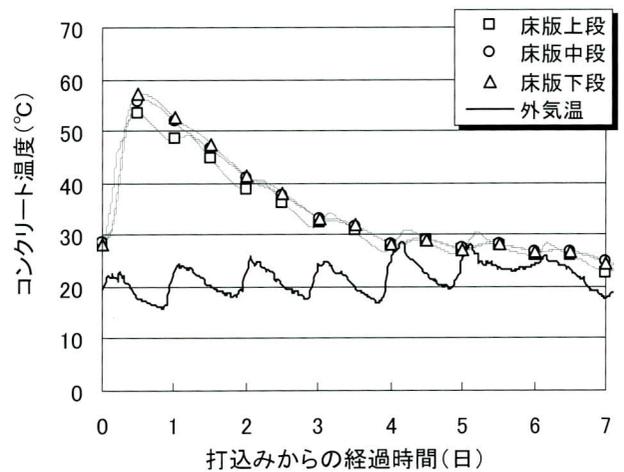


図-14 温度計測結果 (BL23)

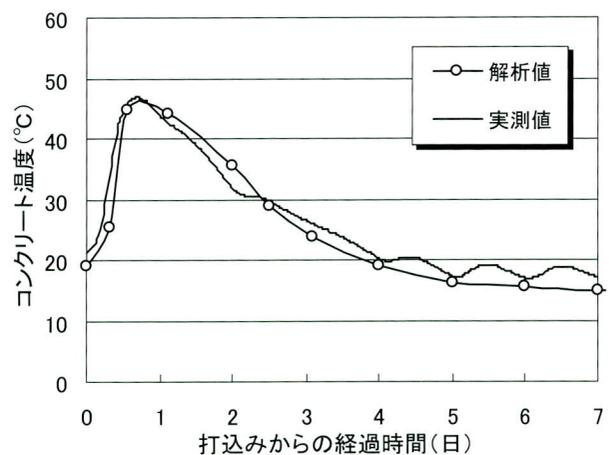


図-15 解析値と実測値の比較 (BL30床版厚中央部)

かっている⁹⁾、本工事で設計時に考慮した温度応力についても適切であったことが推定できる。

5. まとめ

中ノ郷第一高架橋下り線の場所打ちPC床版の固定式型枠施工にあたりその品質を確保するための方策として、支保工の構造上の工夫およびコンクリートの配合、養生方法のグレードアップ等について検討を行った結果を以下にまとめる。

- ① 床版支間長が7.800mと長いことから、横桁上にH鋼を橋軸方向に配置し、それを利用して型枠支保工を形成した。
- ② 疲労強度向上および材片数削減、景観への配慮などから通常の溶接付き吊り金具ではなく、主桁に明けた孔を利用して吊り金具を設置し、型枠支保工や吊り足場を設置した。
- ③ 温度応力の低減策として、床版コンクリートには普通ポルトランドセメントを使用した。また、収縮補償として膨張材を30kg/m³を使用した。
- ④ また、固定式型枠施工の養生方法のグレードアップとして通常の「散水+養生マット+シート」に加え「遮光シート」を採用した。また、簡易実験によりこの「遮光シート」の有効性をある程度確認できた。
- ⑤ さらに、風による急激な熱の逸脱や水分の蒸発を防止するために、打込まれた床版コンクリートの周囲および下面にシートを設置し養生した。
- ⑥ 実橋での床版内部の温度計測結果と解析値を比較した結果、実測を良好に再現できたことから、設計時に考慮した温度応力が適切であることが確認できた。

6. 最後に

平成17年1月現在の現場状況写真を、写真-11に示す。本報告にて示した検討結果を反映させた結果、現時点で床版コンクリートに有害なひび割れは発生しておらず、良好な床版を施工することができた。

本橋の設計・施工にあたり多大なご指導を賜りました日本道路公団静岡建設局および静岡工事事務所の方々をはじめ、関係各位の方々に対し深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 八部順一，小林潔，竹中裕文，河西龍彦：移動式型枠を用いた場所打ちPC床版の施工検証実験，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，共通セッション



写真-11 現場状況 (左：上り線 右：下り線)

- ン，CS4-010，2002.9
- 2) 高瀬和男，福永靖雄，本間淳史，神原康樹：長支間場所打ちPC床版（中之沢橋）における温度応力に関する考察，土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，共通セッション，CS4-009，2002.9
- 3) 上原正，松本博樹，藤井一成，河西龍彦：第二東名高速道路藁科川橋における鋼桁および長支間場所打ちPC床版の施工，宮地技報No.18，pp.18-43，2002.12
- 4) 柄一，清水健介，庄司志津男，須藤聡，松本達生，石田照明：腹板孔明け工法による固定型枠支保工の駒瀬川橋床版工への適用，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.307-312，2003.6
- 5) 河西龍彦，本間淳史，長谷俊彦，坂根秀和，松井繁之：場所打ちPC床版の温度応力に関する解析的研究，第三回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp.133-138，2003.6
- 6) 倉田幸広，河西龍彦，師山裕，雪田憲子，丸山久一：鋼2主桁橋PC床版の輻射熱による変形挙動について，構造工学論文集，Vol.50A，pp.1183-1189，2004.3
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書，施工編，2002.3
- 8) 柳田：マスコンクリートにおける上昇温度の実用的推定方法，土木技術資料，Vol.11，No.4，pp.3-9，1969
- 9) 本間淳史，榊原和成，河西龍彦，林暢彦，坂根秀和：非線形温度応力解析を用いた実橋計測結果の再現（第二東名高速道路 藁科川橋），土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，共通セッション，CS4-029，2002.9
- 10) 坂根秀和，生駒元，亀子学，西岡浩一，河西龍彦：固定型枠を用いた長支間場所打ちPC床版の設計と施工－第二東名高速道路中ノ郷第一高架橋－，第4回道路橋床版シンポジウム，2004.9

2005.1.18 受付

座屈拘束ブレースを変位制限構造に用いた上部構造の耐震補強

Seismic Retrofitting of Superstructure Using Buckling Restrained Brace in Seismic Stopper

永谷 秀樹*¹ 栗田 繁実*² 森 信行*³
 Hideki NAGATANI Shigemi KURITA Nobuyuki MORII

Summary

In the bridge for seismic retrofitting the independent single-column-type bridge pier was adopted for landscape reasons. The buckling restrained brace was used to control displacement in the system for preventing collapse of the bridge, securing aseismic performance in case of level-2 ground motion. This report mainly describes the design of the buckling restrained brace which can absorb energy and alternate load testing that was conducted to confirm the performance of displacement control.

キーワード：座屈拘束ブレース、変位制限構造、エネルギー吸収、非線形動的解析

1. はじめに

本耐震補強の対象となる橋梁は、名古屋高速道路高速2号東山線の若宮大通上にかかる3径間連続非合成箱桁1連（山35橋脚～山38橋脚）および2径間連続非合成箱桁1連（山38橋脚～山40橋脚）であり、レベル2地震動に対する耐震性を確保する目的で、落橋防止構造、変位制限構造の施工および既設支承の補強を実施した。

これらの橋梁では、独立柱式橋脚を採用し、上部および下部構造一体で重量感の緩和を図ることで、桁下空間や橋脚まわりに十分な開放感をもたせ、高架下の公園や周辺の街路施設と調和したものとしている（写真-1参照）。



写真-1 独立柱式橋脚を有する橋梁

しかし、独立柱式橋脚は横ばりがなく頂部の橋軸直角方向幅が狭いため、支承が破壊した場合に橋軸直角方向に落橋する可能性が高い。そこで、高架下の公園からの視点場に対して極力視覚外となり景観を損なうことなく設置でき、地震時の水平荷重を支持すると同時にエネルギー吸収が可能である座屈拘束ブレース^{1)~5)}を橋軸直角方向の変位制限構造として適用した⁶⁾。

本報告では、座屈拘束ブレースを用いた耐震補強の設計およびその性能確認のために実施した交番載荷実験を中心に報告を行う。

2. 補強概要

(1) 耐震補強設計の基本方針

レベル2地震動に対して、上部構造の耐震性を確保することを目的とし、以下に示す基本方針を満足するよう設計を行う。

- ①地震時のエネルギー吸収が可能な変位制限構造として、地震周期に依存しない制震構造を採用することにより、極力構造のコンパクト化を図ること。
- ②レベル2地震動に対して、上部構造の落橋を確実に防止できること。
- ③想定以上の地震力に対しては、破壊の順番、破壊損傷モードが想定できること。

*¹技術本部技術研究所技術開発課課長代理

*²技術本部設計部設計一課

*³宮地建設工業(株)建設本部関西支社工事・技術グループ 所長

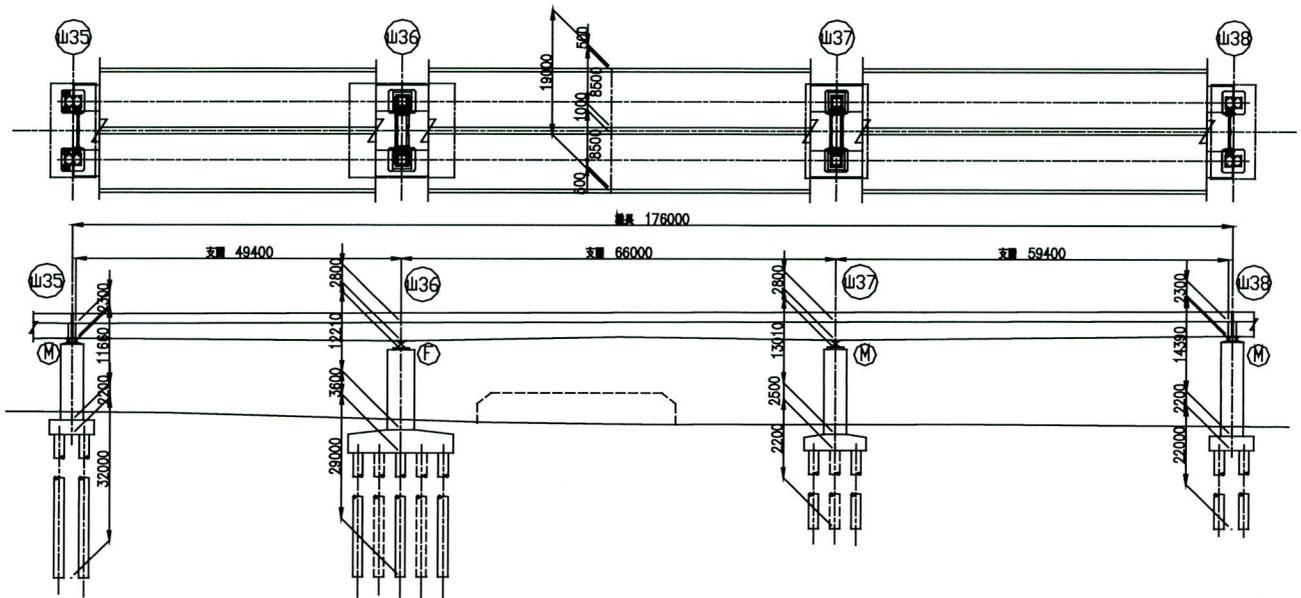


図-1 座屈拘束ブレースを適用した橋梁の平面・側面図

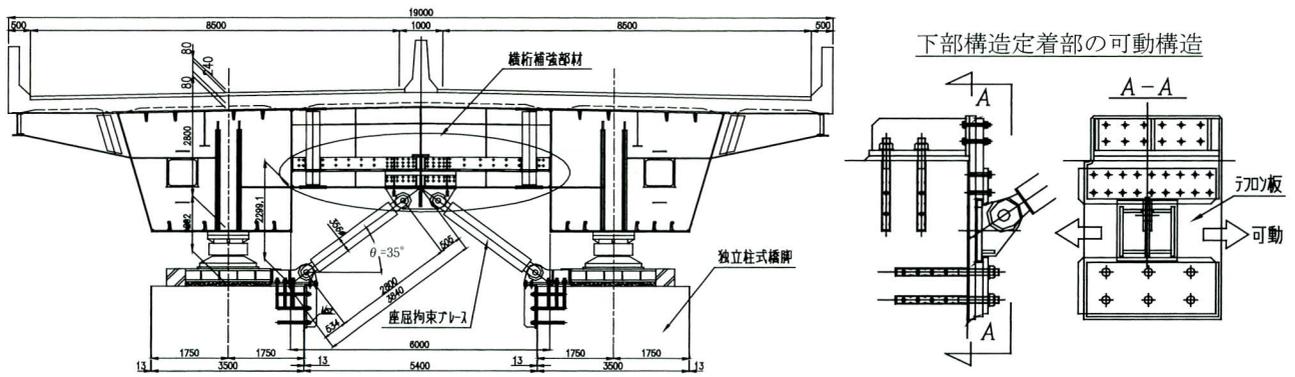


図-2 座屈拘束ブレースの取付概要と下部構造定着構造

また、供用中の補強工事で死・活荷重載荷状態での施工となるため、耐震補強の基本的考え方として、既設構造を著しく傷つけないこと、応力の流れを変えないこととした。

(2) 構造概要

座屈拘束ブレースを適用した橋梁である3径間連続非合成箱桁の概要を図-1に示す。ここで、下部構造の橋脚はRC構造で、既に鋼板巻き立てで耐震補強が完了しており、レベル2地震動に対して十分な耐力を保有している。

図-2に座屈拘束ブレースの取付け概要と上部構造の補強部材を示す。座屈拘束ブレースは、支承と並列構造

にするために、上部構造の桁下空間を利用して、上部構造と橋脚を座屈拘束ブレースにて連結している。座屈拘束ブレースは、横桁側にガセットを介して高力ボルトで固定し、橋脚側はアンカーボルトにて固定している。なお、座屈拘束ブレースは、施工性に配慮して両端をピン構造としている。また、可動支承の橋脚側定着部は、橋軸方向の箱桁の温度伸縮等に対してスライド可能な機構を設けている。

(3) 座屈構造ブレース

座屈拘束ブレースは、補剛材が軸芯材の座屈を防ぐため外部に隙間をもって配置されることにより、圧縮時においても耐力が低下せずに安定した履歴特性を維持し、優れたエネルギー吸収性を発揮するダンパー部材である。

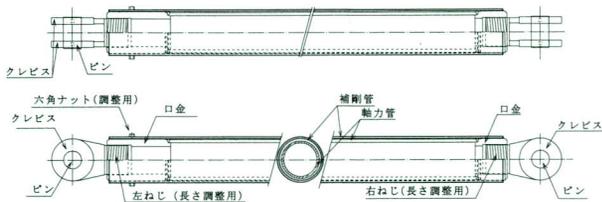


図-3 座屈拘束ブレース (2重鋼管タイプ)

本工事では既設構造での狭い作業空間に配慮し、鉄筋コンクリート等で拘束するタイプに比べ軽量で施工性に優れた2重鋼管タイプのものを適用している。

座屈拘束ブレースは、エネルギー吸収を目的とした軸芯材、補剛材、定着部材(クレビス)より構成される。ここで、定着部材には長さ調整用ねじ付きのクレビスを使用した両端ピン構造を採用しており、施工時に取付け角度と長さの調整が可能な構造としている(図-4参照)。

3. 変位制限構造としての座屈拘束ブレースの設計

(1) 座屈拘束ブレースの要求性能

座屈拘束ブレースを地震時のエネルギー吸収が可能な変位制限構造として適用するにあたり、レベル2地震時の挙動において、上部構造と下部構造の相対変位を制限し支承部分の損傷を少なくすること、およびエネルギー吸収により下部構造への負担を少なくすること等を目的とし、以下の事項を要求性能として新たに設定した。

①強度型部材としての要求性能

座屈拘束ブレースは、支承部が損傷を受けた場合においても、支承部に作用する地震時水平荷重に対して抵抗可能な耐力を有する。

②エネルギー吸収型部材としての要求性能

座屈拘束ブレースのエネルギー吸収性能は、ブレース材の降伏後の繰返し塑性変形によって発揮され、地震時に想定される応答変位に対応した変形性能(塑性率)とエネルギー吸収量(累積塑性変形倍率 η)を確保する。この塑性率および累積塑性変形倍率は、次節に述べるレベル2地震動に対する非線形動的解析により設定し、後述の交番載荷実験にて性能の確認を行っている。

(2) 設計フロー

座屈拘束ブレースの変位制限構造としての設計フローを図-4に示す。また、その設計の詳細を以下に示す。

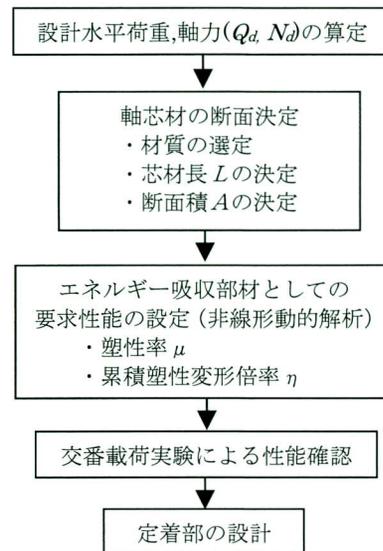


図-4 設計フロー

(3) 座屈ブレースの設計荷重

座屈拘束ブレースのブレース本体の設計水平荷重は、支承部が損傷し上部構造と下部構造が座屈拘束ブレースのみにより接合されていると仮定し算出する。したがって、設計水平荷重 Q_d は、免震支承のようなタイプB支承部と同様に橋脚の終局水平耐力 P_u に相当する水平力とする。

また、軸芯材の設計に用いる設計軸力 N_d は、座屈拘束ブレースの取付け角度 θ (図-2参照)から次式により算出する。ここで、表-1に対象橋梁における設計荷重を示す。

$$N_d = Q_d / \cos \theta = P_u / \cos \theta$$

(4) 軸芯材の断面決定

軸芯材の断面決定は、設計軸力に対してエネルギー吸収性能を十分発揮させるため、ブレースの塑性化時のひずみ硬化による耐力上昇率を考慮して決定する。ここで、座屈拘束ブレースの耐力特性を図-5に示すトリリニア型の荷重-ひずみ関係とし(2次勾配: $E/40$, $N_u = 1.3N_y$)、軸芯材の断面は次式を満足するよう決定する。表-1に断面決定結果を示す。

$$N_u = 1.3 \cdot N_y = 1.3 \cdot A \cdot \sigma_y \geq N_d$$

ここで、 N_y : 軸芯材の降伏軸力, A : 軸芯材の断面積
 σ_y : 軸芯材の降伏応力

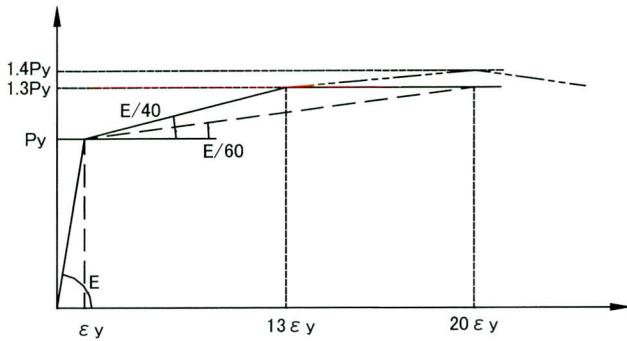


図-5 座屈ブレースの耐力特性

表-1 設計荷重と断面決定結果

| 橋脚番号 | 単位 | 山35 | 山36 | 山37 | 山38 | |
|------------------|------------------|-------------------|------|-------|-------|-------|
| 橋脚の終局水平耐力: P_u | kN | 1676 | 9291 | 5833 | 2304 | |
| 取り付け角度: θ | 度 | 45 | 45 | 45 | 45 | |
| ブレース適用本数(柱2本分) | 本 | 2 | 4 | 4 | 2 | |
| 座屈拘束ブレース | 設計軸力: N_d | kN | 2370 | 6570 | 4125 | 3258 |
| | 降伏応力: σ_y | N/mm ² | 235 | 235 | 235 | 235 |
| | 軸芯材断面積: A | mm ² | 7766 | 21549 | 13549 | 10860 |
| | 降伏軸力: N_y | kN | 1825 | 5064 | 3184 | 2552 |
| 耐力: $N_u=1.3N_y$ | kN | 2373 | 6583 | 4139 | 3318 | |

(5) 座屈ブレースの芯材長と材質の決定

座屈拘束ブレースの芯材長と材質は、最大水平変位 δ_{max} が既設支承の耐力維持可能な変位以下で、極力大きな塑性変形を生ずるよう決定する(図-6参照)。ここで、既設のピボット支承の水平耐力に関する実験結果より、最大水辺変位は50mmとした。また、既設構造への設置スペースの制限から最大芯材長 L は2000mm以下、取り付け角度 θ は35°~45°に限定され、結果として表-2に示すように芯材長は1750mm、材質はSTKN400とし、軸芯材の塑性率 (ϵ/ϵ_y) は17~20とした。

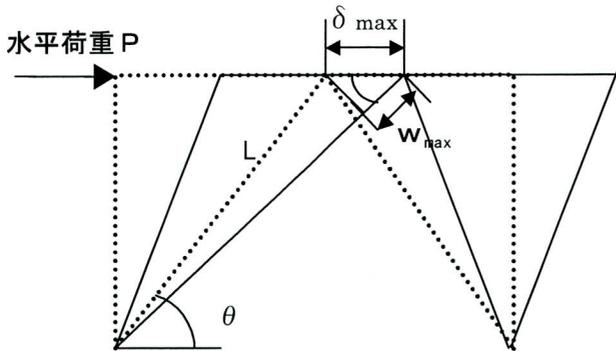


図-6 座屈拘束ブレースの変位

表-2 最大水平変位による塑性率

| 最大水平変位 δ_{max} (mm) | 取付角度 θ (°) | 軸変位 w_{max} (mm) | 芯材長 L (mm) | 芯材ひずみ ϵ (%) | 材質 | | | |
|----------------------------------|-------------------------|--------------------------|--------------------|----------------------------|---------------------|------------------------------|---------------------|------------------------------|
| | | | | | STKN400 | | SN490 | |
| | | | | | ϵ_y (%) | ϵ/ϵ_y (-) | ϵ_y (%) | ϵ/ϵ_y (-) |
| 50 | 35 | 41 | 1750 | 2.3 | 0.118 | 19.9 | 0.163 | 14.4 |
| 50 | 40 | 38 | 1750 | 2.2 | 0.118 | 18.6 | 0.163 | 13.5 |
| 50 | 45 | 35 | 1750 | 2.0 | 0.118 | 17.2 | 0.163 | 12.4 |

($\sigma_y=235\text{N/mm}^2$) ($\sigma_y=325\text{N/mm}^2$)

(6) 非線形動的解析による要求性能の設定(照査)

上述の設計荷重より決定された軸芯材断面を用いて非線形動的解析を行い、前述の座屈拘束ブレースの要求性能に対する以下の要求値を設定する。

- ①最大変形-塑性率 μ
- ②エネルギー吸収量-累積塑性変形倍率 η

なお、この要求値が予め規定されている場合には、非線形動的解析の応答値が要求値以下となっているかの照査を行う。

4. 動的解析による座屈拘束ブレースの要求性能の設定と効果の確認

(1) 解析モデルと入力地震波

解析モデルは、図-7に示すとおり3次元骨組み要素による橋梁全体モデルとし、基礎は弾性バネ要素、橋脚は非線形梁要素(ファイバーモデル)、座屈拘束ブレースは非線形トラス要素によりモデル化する。

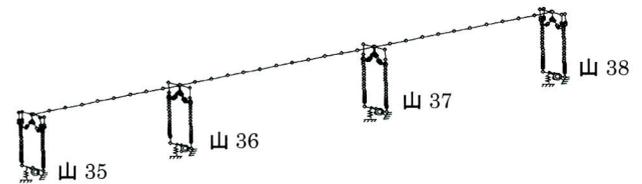


図-7 橋梁全体解析モデル

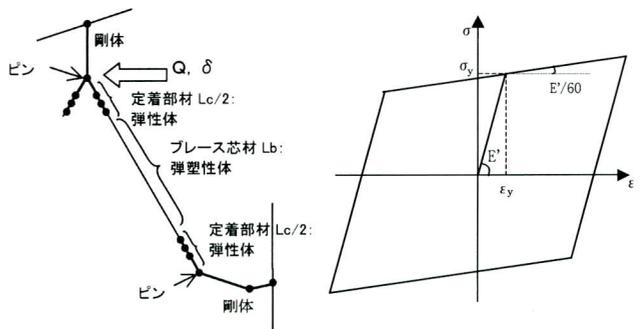


図-8 座屈拘束ブレースのモデル化

図-9 座屈拘束ブレースの非線形履歴特性

なお、ピボット支承は、以下の目的に合わせ2種類のモデル化を行う。

①座屈拘束ブレースの性能設定用モデル

設計上安全側の仮定として既設ピボット支承の塑性変形およびエネルギー吸収を無視し、ピボット支承はモデル化しない。

②座屈拘束ブレースの効果確認用モデル

実際の構造物により近い状態を再現するものとし、既設ピボット支承を耐力実験結果⁸⁾を基にスリップ型の非線形バネモデルによりモデル化を行う(図-10参照)。

入力地震波は道路橋示方書V耐震設計編に規定されるレベル2地震動のタイプIIのII種地盤に対する標準波を橋軸直角方向に作用させる。

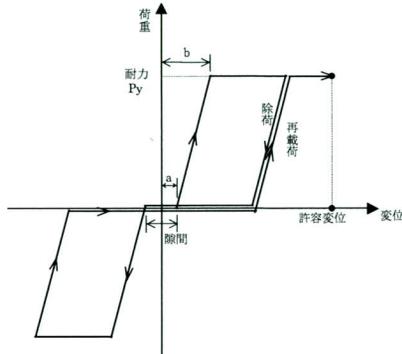


図-10 既設ピボット支承の非線形履歴特性

(2) 座屈拘束ブレースの履歴特性

座屈拘束ブレースは、図-8に示すようにブレース軸芯材は弾塑性体、定着部材は弾性体としてモデル化する。図-9にブレース軸芯材の非線形履歴特性を示す。ここで、動的解析に用いた非線形履歴特性は、2次勾配がE/60のバイリニア型とした。

(3) 解析結果による要求値の設定

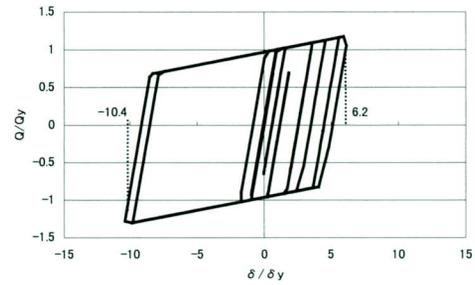
座屈拘束ブレースの性能設定用モデルを用いた解析結果と、その結果による座屈拘束ブレースの要求値の設定を以下に示す。

①最大塑性率 μ

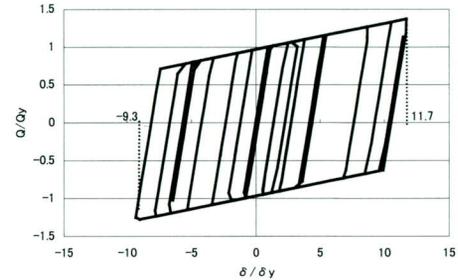
各橋脚の中で応答値が最も大きい山37橋脚について、各入力地震波に対する座屈拘束ブレースの水平荷重-相対水平変位の応答履歴図を図-11に示す。ここで、最大塑性率の要求値 μ_{demand} は、図-11の最大応答塑性率 $\mu (= \delta_{max} / \delta_y)$ の3波平均値より、 $\mu_{demand} = 12$ と設定する。

②累積塑性変形倍率 η

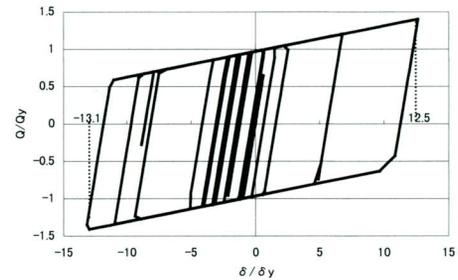
図-11の応答履歴より算出された座屈拘束ブレースの累積塑性変形倍率を表-3に示す。要求値の設定では①と同様に3波平均を用いることが設計論的には妥当であるが、ここでは、より安定した変形能を確保するために、3波の中の最大値を用いて累積塑性変形倍率 η_{demand} は300と設定する。



(a) 入力地震波：II-II-1



(b) 入力地震波：II-II-2



(c) 入力地震波：II-II-3

図-11 水平荷重-相対水平変位関係の履歴

表-3 座屈拘束ブレースの累積塑性変形倍率

| 地震波II-II-1 | 地震波II-II-2 | 地震波II-II-3 |
|------------|------------|------------|
| 累積塑性変形倍率 | 累積塑性変形倍率 | 累積塑性変形倍率 |
| 147 | 289 | 250 |

(4) 補強効果の検証

座屈拘束ブレースの効果確認用モデルを用いた解析結果より、座屈拘束ブレースによる補強効果について検証する。

1) 座屈拘束ブレースの荷重-水平変位関係

各橋脚の中で応答値が最も大きい山37橋脚について、最大応答変位を示した入力地震波II-II-3における座屈拘束ブレースの水平荷重-相対水平変位の応答履歴図を図-12に示す。この図より座屈拘束ブレースの最大塑性率は8.0であり、既設ピボット支承を無視した場合の結果(図-11)と比較して塑性率は明らかに小さく、支承と共同して地震時水平力に抵抗することが分かる。

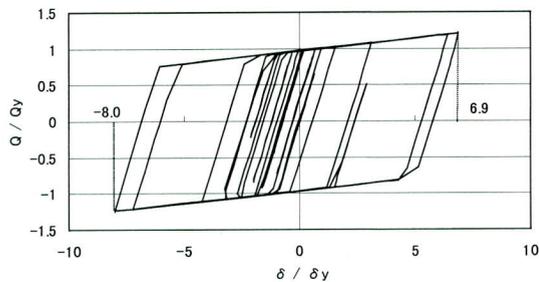


図-12 水平荷重—相対水平変位の履歴（性能確認モデル）

2) 座屈拘束ブレースの耐震補強効果

図-13に、既設構造（ケース1：ピボット支承のみ）と座屈拘束ブレース設置後の構造（ケース2：ブレース+ピボット支承）の橋脚天端応答変位の時刻歴の比較を示す。この結果より、既設構造に対して座屈拘束ブレースを設置することにより橋脚の応答変位は65%低減さ

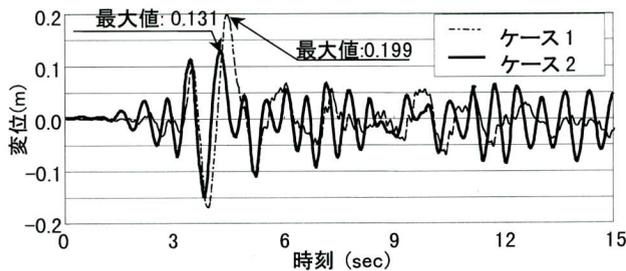
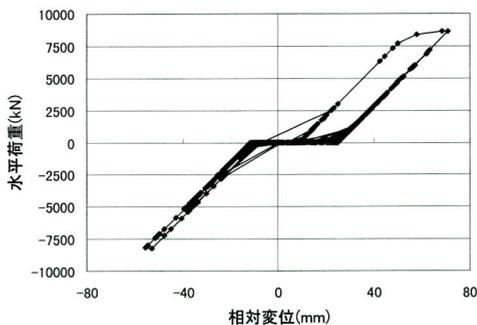
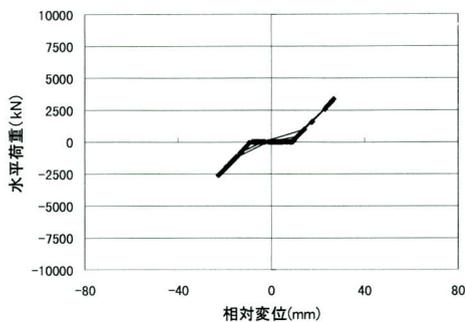


図-13 橋脚天端応答変位の時刻歴の比較



(a) ケース1



(b) ケース2

図-14 既設支承の荷重—変位関係（山37脚）

れている。

図-14に支承の荷重—変位関係の応答履歴図を示す。座屈拘束ブレースの設置により、地震時作用水平力が1/2以下に低減されて弾性状態に留ることが確認される。

5. 弾塑性FEM解析による座屈拘束ブレースが定着される横桁の耐力検討

(1) 概要

座屈拘束ブレースを取り付ける支点上横桁は、従来の設計（兵庫県南部地震前は震度法や風荷重による設計）では想定していない大きな水平荷重が作用するため、別途、梁理論等を用いて補強設計を実施している。ここでは、レベル2地震動に対し、弾塑性FEM解析により破壊順序の確認も含めた横桁の耐力検討を行う。

(2) 解析条件

1) 解析モデル

図-15に解析モデルを示す。床版コンクリートはモデル化から省略した。座屈拘束ブレースは梁要素、その他はシェル要素でモデル化する。

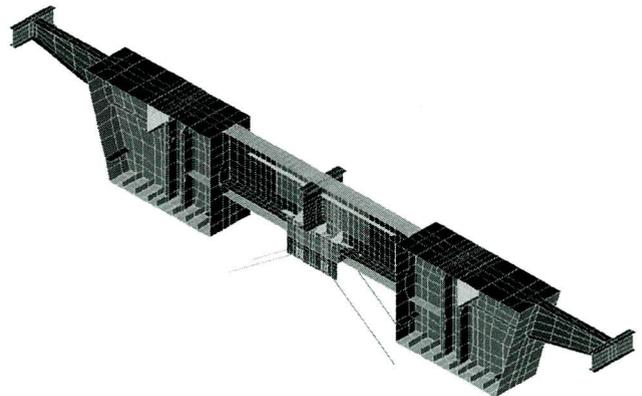


図-15 解析モデル

2) 解析方法

解析方法は有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析であり、単調漸増荷重のPushover解析である。

3) 材料構成則

降伏条件は、von Misesの降伏条件式を適用する。主桁および横桁（補強部材も含む）を構成する鋼材の材料構成則は、降伏点として公称応力値を用い、E/100のひずみ硬化を考慮したバイリニアモデルとする。なお、

座屈拘束ブレースについては、等価な断面積の梁要素でモデル化し、線形と仮定した。

4) 荷重載荷位置

荷重は、**図-16**に示すように横桁上フランジ上面に水平荷重を載荷している。

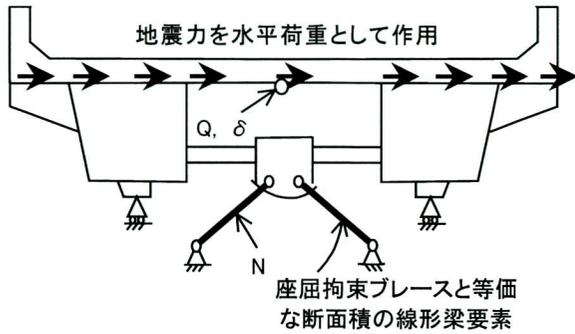


図-16 荷重載荷方法

(2) 解析結果

横桁上フランジ中心位置の変位と横桁に作用させる荷重との関係（荷重-変位曲線）を**図-17**に示す。荷重は、解析上不安定になるまで増加させ、不安定になった時点を横桁の最大耐荷力とする。横桁の最大耐荷力 Q_{max} は現状（補強なし）では $Q_{max} = 13,515 \text{ kN}$ で、補強した後は $Q_{max} = 24,330 \text{ kN}$ である。

ここで、動的解析における最大応答水平荷重 Q は $17,912 \text{ kN}$ である。したがって、横桁を補強しない場合には塑性化および局部座屈により耐力が不足するが、補強を行うことにより横桁はレベル2地震動に対して十分

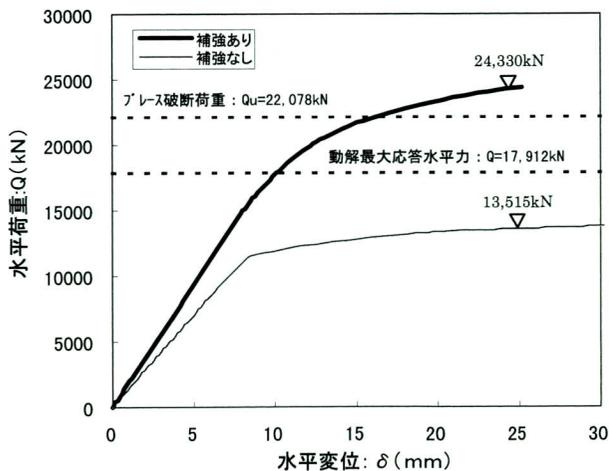
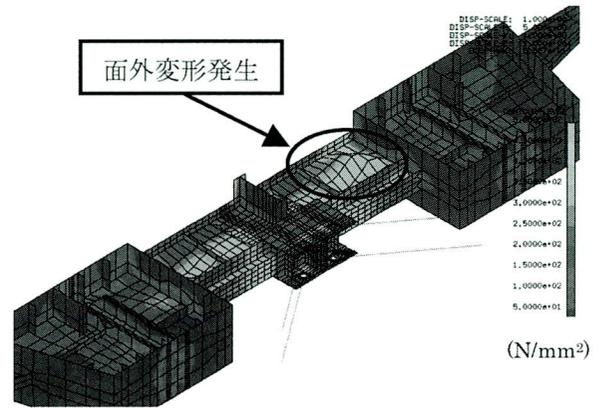


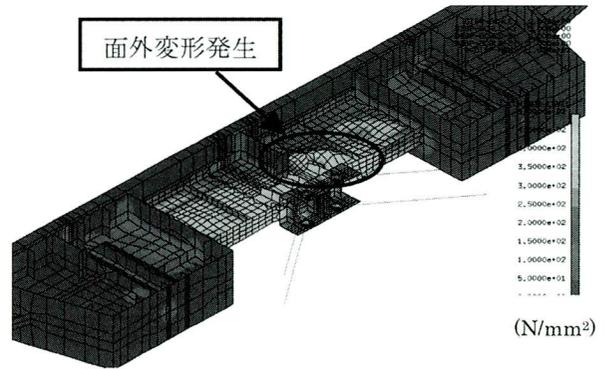
図-17 座屈拘束ブレースの軸力-変位関係

な耐力を有している。さらに、座屈拘束ブレースの設計破断荷重 Q_u は $22,078 \text{ kN}$ で補強後の Q_{max} 以下のため、想定外の地震力が作用した場合にも横桁は破断しない。

また、最大荷重に達した時の von Mises の相当応力の分布と変形図を**図-18**に示す。この図より、横桁下フランジおよび補強部材の発生応力度が全体的に降伏応力度を超え、変形が増加することにより終局状態に至り、結果として横桁腹板に大きな面外変形が生じることを確認した。



(a) 補強なし



(b) 補強あり

図-18 von Mises の相当応力および変形図

6. 座屈拘束ブレースを用いた上部構造耐震補強システムの検証実験

(1) 実験概要

ここでは、ブレース材、取付部を含めた全体構造システムとしての挙動を正負交番載荷実験により検証した^{9,10)}。写真-2は実験状況を示している。

(2) 供試体

供試体は1構面を取り出し、ブレース、ガセットを

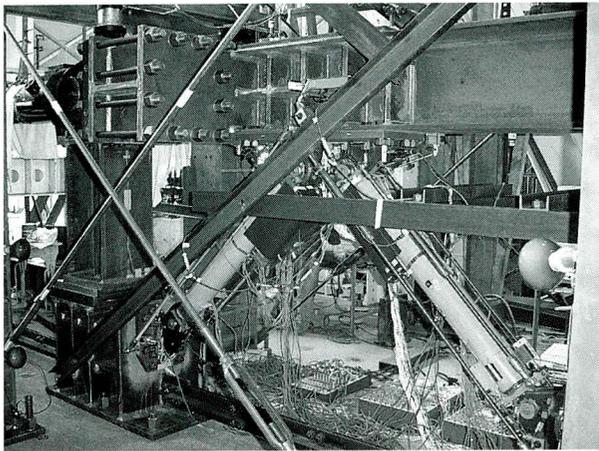


写真-2 実験状況

表-4 座屈拘束ブレース供試体寸法

(a) 軸力管

| | | 降伏軸力 (kN) | 直径 (mm) | 板厚 (mm) | 断面積 (mm ²) | 径厚比 (-) | 長さ (mm) |
|-----|--------|--------------|------------|------------|---------------------------|------------|------------|
| 軸力管 | ①実橋 | 3184 | 241.8 | 19.4 | 13550 | 12.5 | 1750 |
| | ②供試体 | 838 | 120.0 | 10.0 | 3567 | 12.0 | 875 |
| | 比(①/②) | 3.8 | 2.0 | 1.9 | 3.8 | 1.0 | 2.0 |

(b) 補剛管

| | | 直径 (mm) | 板厚 (mm) | 径厚比 (-) | 長さ (mm) |
|-----|--------|------------|------------|------------|------------|
| 補剛管 | ①実橋 | 267.4 | 9.3 | 28.8 | 2200 |
| | ②供試体 | 139.8 | 4.5 | 31.1 | 1100 |
| | 比(①/②) | 1.9 | 2.1 | 0.9 | 2.0 |

表-5 軸芯材の機械的性質

| ブレース芯材 材料規格 | 降伏点 σ_y (N/mm ²) | 降伏歪 ϵ_y (%) | 引張強さ σ_t (N/mm ²) | 断面積 A(mm ²) | 降伏荷重 N _y (kN) |
|----------------|----------------------------------------|-------------------------|-----------------------------------------|----------------------------|-----------------------------|
| STKM13A | 268 | 0.130 | 408 | 3567 | 956 |

縮尺1/2、ボルト(M24)は本数を1/2としモデル化する。表-4に実橋に適用するブレースとの断面寸法の比較を示す。また、供試体の機械的性質を表-5に示す。

(3) 実験装置

図-19に実験装置の概要を示す。実験装置は門型フレーム構造とし、支承部は、損傷時に想定される滑りをローラー支承でモデル化する。荷重は4000kNアクチュエータを用いて、水平方向に変位制御方式により交番載荷する。

実橋では上部構造死荷重によって、支承部の浮上がりは生じないので、実験でも浮上がりが生じない程度の鉛直荷重(P=540kN)を載荷する。なお、これによる摩擦力は±約32kNであり、載荷実験では、この水平分力の分だけジャッキ水平荷重の補正を行っている。

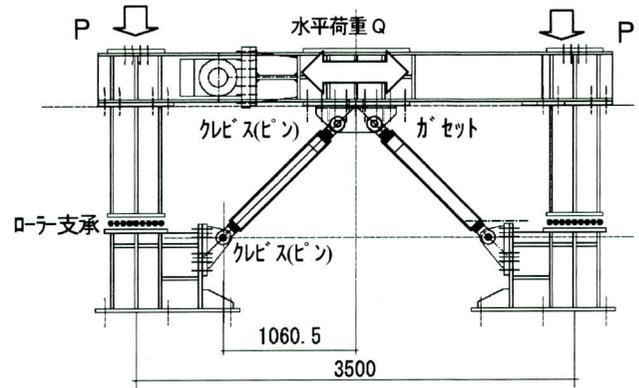


図-19 実験装置概要図

(4) 載荷プログラム

載荷プログラムは、AISCの基準¹¹⁾を参考にし、4章で設定した要求性能である $\mu_{demand} = 12$ 、 $\eta_{demand} = 300$ に対して安全係数1.5を考慮し目標塑性率 $\mu = 18$ 、目標累積塑性変形倍率 $\eta = 450$ を満足するものとし、動的解析の応答波形を模擬して表-6のように設定した。すなわち $\pm \delta_y$ で1回、 $\pm 2 \delta_y$ から $\pm 10 \delta_y$ まで2回ずつ載荷し、 $\pm 12 \delta_y$ で1回載荷する。 $\pm 12 \delta_y$ 以後は、性能確認のため $\pm 2 \delta_y$ で1回ずつ増分載荷し、最後に $\pm 18 \delta_y$ で座屈拘束ブレースが終局状態に達するまで繰返し載荷する。なお、降伏変位 δ_y は、予備載荷試験の荷重-変位曲線の平均的な除荷勾配から、 $\delta_y = 3\text{mm}$ と設定した。

(5) 実験結果と考察

1) ブレース設置構面全体系の荷重-変位関係

図-20に載荷位置における正規化した荷重-変位関係を示す。ここで、曲線に不連続点があるのは横桁に

表-6 載荷プログラム

| 変位振幅 | 回数 | 水平変位 δ (mm) | 塑性変形倍率 η | 累積塑性変形倍率 $\Sigma \eta$ |
|-------------------|----|-----------------------|---------------|------------------------|
| $\pm \delta_y$ | 1 | 3 | 0 | 0 |
| $\pm 2 \delta_y$ | 2 | 6 | 7 | 7 |
| $\pm 3 \delta_y$ | 2 | 9 | 15 | 22 |
| $\pm 4 \delta_y$ | 2 | 12 | 23 | 45 |
| $\pm 5 \delta_y$ | 2 | 15 | 31 | 76 |
| $\pm 6 \delta_y$ | 2 | 18 | 39 | 115 |
| $\pm 8 \delta_y$ | 2 | 24 | 55 | 170 |
| $\pm 10 \delta_y$ | 2 | 30 | 71 | 241 |
| $\pm 12 \delta_y$ | 1 | 36 | 43 | 284 |
| $\pm 14 \delta_y$ | 1 | 42 | 51 | 335 |
| $\pm 16 \delta_y$ | 1 | 48 | 59 | 394 |
| $\pm 18 \delta_y$ | 1 | 54 | 67 | 461 |
| $\pm 18 \delta_y$ | 1 | 54 | 68 | 529 |
| $\pm 18 \delta_y$ | 1 | 54 | 68 | 597 |
| $\pm 18 \delta_y$ | 1 | 54 | 68 | 665 |
| $\pm 18 \delta_y$ | 1 | 54 | 68 | 733 |

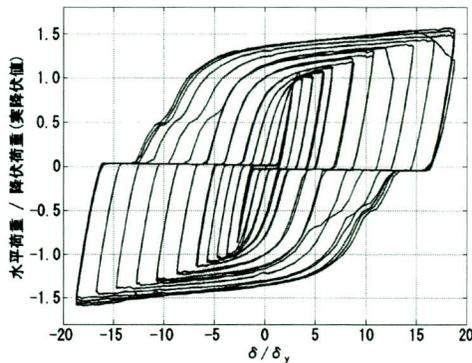


図-20 ブレース全体系の荷重-変位関係

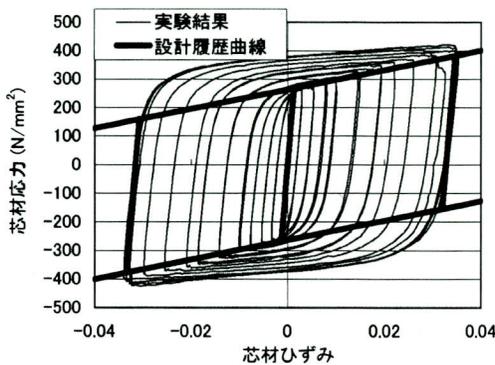


図-21 履歴曲線の設計と実験の比較

ボルトで取付けたガセットの滑りである。表-7 に荷重-変位関係の試験結果をまとめて示す。

表-7 より、耐荷力は $Q_{max}/Q_y = 1.59$ であり、設計耐力 ($Q_{max}/Q_y = 1.3$) を上回る。また、最大塑性率 μ は 18、累積塑性変形倍率 η は 450 以上で変形性能、エネルギー吸収性能ともに、設計要求値の 1.5 倍以上を満足している。

なお、終局状態として、 $\pm 18 \delta_y$ 繰返し載荷 4 回目でブレースの座屈を確認した。

2) ブレース芯材の復元力特性

図-21 にブレース芯材の応力-ひずみ関係を示す。なお図中には、解析・設計時に仮定した履歴曲線 (太い直線) も併せて示している。表-8 に、芯材の実験結果をまとめて示す。最大ひずみは $\pm 24 \epsilon_y$ (ひずみ振幅 3% 程

表-7 実験値と設計値の比較

| 項目 | 実験値 | 設計値 |
|-----------------------------------|------|------|
| 最大水平荷重 Q_{max} (kN) | 2156 | 1500 |
| 降伏水平荷重 Q_y (kN) | 1358 | 1154 |
| 耐力上昇率 Q_{max}/Q_y | 1.59 | 1.3 |
| 水平変位 δ_{max} (mm) | 54 | 36 |
| 降伏水平変位 δ_y (mm) | 3 | 3 |
| 塑性率 $\mu = \delta_{max}/\delta_y$ | 18 | 12 |
| 累積塑性変形倍率 η | 597 | 300 |

表-8 ブレース軸芯材の特性

| 項目 | 実験値 |
|---------------------------------------|-------|
| 最大軸力 N_{max} (kN) | 1525 |
| 降伏軸力 N_y (kN) | 956 |
| 耐力上昇率 N_{max}/N_y | 1.59 |
| 最大ひずみ ϵ_{max} (%) | 3.60 |
| 降伏ひずみ ϵ_y (%) | 0.130 |
| 塑性率 $\mu = \epsilon_{max}/\epsilon_y$ | 27.7 |
| 累積塑性変形倍率 η | 861 |

度) 以上、ひずみ硬化による耐力上昇率 $N_{max}/N_y = 1.59$ 、累積塑性変形倍率 $\eta = 861$ であった。

履歴特性にいて、解析では 1 次勾配が E、2 次勾配が E/60 のバイリニアモデルで設定しているが、実験結果は良く一致している。

7. 施工概要

本工事は、既設建造物の補強工事であるため、既設建造物の調査 (鉄筋探査、寸法測定) を行い、設計値との比較・検討を行いながら施工を実施している。

(1) 施工手順

座屈拘束ブレースの上下部構造への定着構造を含めた施工手順を図-22 に示す。また、各施工段階の概要を以下に示す。施工状況の一部を写真-3 に示す。

1) 既設建造物の寸法実測、基準線の設置

座屈拘束ブレースは上部構造と下部構造を定着する構造であるため、施工前に既設建造物の出来形を確認・検討する必要がある。このため、以下の項目に着目し寸法実測を行っている。

- ・横桁と主桁腹板との交角
- ・左右橋脚表面間の距離
- ・横桁長
- ・左右橋脚表面間中心と横桁中心のズレ
- ・橋脚表面と沓座 (主桁腹板表面) との関係
- ・横桁、橋脚の標高 (橋脚表面の凹凸も含む)

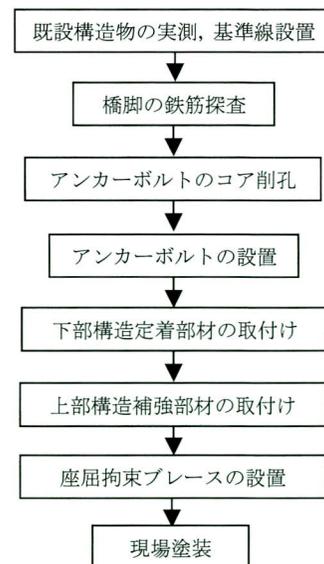
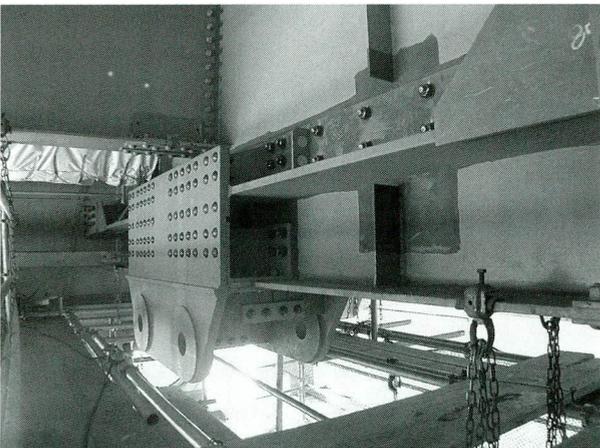


図-22 施工フロー



(a) 下部構造定着部材の取付け



(b) 上部構造補強部材の取付け



(c) 座屈拘束ブレースの取付け

写真-3 工程写真

また、上部構造補強部材および下部構造補強部材の設置するため基準線（上部構造－横桁中心線、下部構造－主桁腹板表面の線）を設ける（野書く）こととした。

2) 鉄筋探査、アンカーボルトのコア削孔

アンカーボルトのコア削孔前に各橋脚の鉄筋探査を実

施し、既設鉄筋位置を橋脚に野書きアンカーボルト位置との関係を調査する。アンカーボルトのコア削孔はコンクリート削孔機にて行う。

3) アンカーボルトの設置と固定

アンカーボルトは、コア削孔内面をブロー等の機械で清掃し、コンクリートの殻等が残置していないことを確認後、エポキシ樹脂にて固定する。また、アンカーボルトの設置位置の調整は、別途工場製作のテンプレートをを用いて行う。

4) 上部構造の素地調整、孔明け

補強部材の原寸データを出力した野書き用フィルムシートを用意する。フィルムシートを基準線である横桁中心線に合わせ貼り付け、下フランジおよびウェブ面にボルト中心を野書き写す。野書き完了後、再度設計図面とボルト間隔、本数の再確認した上で孔明けを行う。さらに、孔明け後にボルト孔位置をフィルムシートにて確認している。

孔明け後、ボルト孔周りのバリ取りと素地調整を行う。素地調整の範囲は部材寸法に20mm加えたものとしている。

5) 下部構造定着部材および上部構造補強部材の取付け

5tonラフタークレーンにて取付部材を足場上に荷揚げし、足場に荷重が集中しないよう分散して仮置きする。さらに、電動ホイストにて吊り上げ所定の位置に仮ボルト等にて仮固定する。部材の定着位置調整を行い本固定する。

6) 座屈拘束ブレースの取付け

座屈拘束ブレースは、横桁からナイロンストリングにて吊り下げ、まず上部構造補強部材側のクレビスにピンを挿入し固定する。その後下部構造定着部材側のピンを挿入する。この際、定着部材の孔とクレビスの孔を合わせるため、座屈拘束ブレースに設置した調整用六角ナット（図-3参照）を用いて補剛管を回転させることによりピン間距離の調整を行う（最大調整可能量20mm）。

(2) 施工工程

座屈拘束ブレースの施工工程を表-9に示す。なお、本工程は3径間連続非合成箱桁1連および2径間連続非合成箱桁1連を並行で施工した工程である。

表-9 座屈拘束ブレースの施工工程

| 工種 | 平成16年 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------|-------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----|----|----|-----|----|----|-----|----|----|----|----|----|---|----|----|----|----|----|
| | 6月 | | | 7月 | | | 8月 | | | 9月 | | | 10月 | | | 11月 | | | 12月 | | | | | | | | | | | |
| | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| 鉄筋探査・コア削孔 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| アンカーボルト設置・固定 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 上部構造の素地調整・孔明 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 下部構造定着部材および 上部構造補強部材の取付け | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 座屈拘束ブレース取付け | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 現場塗装 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

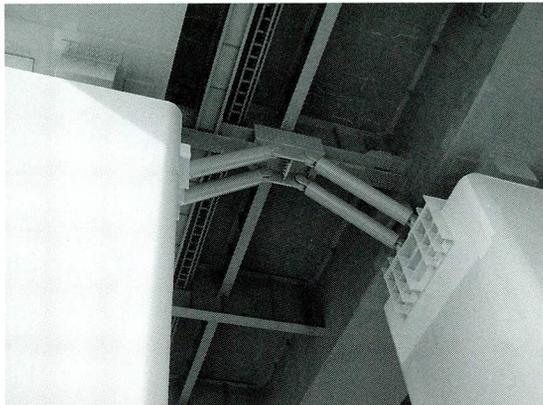


写真-4 座屈拘束ブレース設置状況 (山36脚)

- 3) 松本, 曾我部, 岡野, 涌井, 大内: 鋼製ダンパー・ブレースを用いた鉄道高架橋の振動性状改善に関する研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp. 547-554, 2000. 3.
- 4) 福田, 川島, 渡辺: ダンパーブレースを用いた鋼製アーチ橋の地震応答低減に関する研究, 土木学会地震工学論文集, vol.27, No.133, 2003.12.
- 5) 美濃, 金治, 鈴木: 長大ゲルバートラス橋の耐震補強における履歴型ダンパー用鋼材に関する検討, 土木学会第58回年次学術講演会概要集, I-038, 2003. 9.
- 6) 前野, 杉浦, 八木, 永谷, 神谷: 座屈拘束ブレースを用いた上部構造の耐震補強設計, 土木学会第59回年次学術講演会概要集, I-184, 2004. 9.
- 7) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能 (1990), 1990. 10.
- 8) 長谷川, 前野, 澤田, 鶴野: 既設鋼製支承 (ピボット, ピボットローラー支承) の水平耐荷力に関する実験的研究, 土木学会第58回年次学術講演会概要集, I-026, 2003. 9.
- 9) 渡辺, 加藤, 宇佐美, 葛西: 座屈拘束ブレースの繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究, 土木学会地震工学論文集 Vol.27, No.133, 2003.12.
- 10) 前野, 杉浦, 吉田, 長山, 今井: 座屈拘束ブレースを用いた上部構造耐震補強システムの交番載荷試験, 土木学会第59回年次学術講演会概要集, I-185, 2004.9.
- 11) SEAOC/AISC: Recommended Buckling-Restrained Braced Frame Provisions, Structural Engineers Association of California/American Institute Steel Construction, 2001.11.

2005.2.7 受付

8. あとがき

この座屈拘束ブレースの設計、性能確認実験に関しては、「座屈拘束ブレース検討部会」(部会長: 名古屋大学・宇佐美勉教授、副部会長: 愛知工業大学・青木徹彦教授、名古屋高速道路公社、JFE 技研(株)、住友金属(株))を設置し進めてまいりました。また、実験は愛知工業大学耐震実験センターで実施いたしました。その際、多岐にわたりご指導頂きました部会長をはじめ各メンバーの方々に深く感謝の意を表します。また、設計から施工まで非常に短い工期のなかご協力いただいた関係者の皆様に感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 桑原, 多田, 米山, 今井: 二重鋼管の補剛性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第445号, pp.151-158, 1993.3.
- 2) (社)日本鋼構造協会: 履歴型ダンパー付骨組の地震応答性状と耐震設計法, pp.66-81, 1998.

上信越自動車道 北千曲川橋（Ⅱ期線）の施工報告 （剛構造、合成床版）

Construction of Kita Chikumagawa Bridge (Phase II Line) on Joshinetsu Expressway (Rigid Frame Structure, Composite Slab)

佐藤 正勝*¹ 河重 貴之*²
Masakatsu SATO Takayuki KAWASHIGE

Summary

Turning in the four-lane construction of the Joshin-etsu Expressway performed by the Hokuriku Branch of the Japan Highway Public Corporation, high-level safety was required since the Kita Chikumagawa Bridge work (Phase II Line) was conducted near the in-service road (Phase I Line). A characteristic of the main structure is laid that the intermediate support is steel-concrete composite rigid frame structure of steel box girder and RC pier. For this rigid connection, self-filling, superplasticized concrete was employed in order to ensure casting firmly to the joint. A steel-concrete composite slab was selected in view of reduction of dead load, improvement of durability and seismic resistance, cost reduction, and shortening of construction period. Casting concrete in the rigid-connection was conducted in winter (the dry season) because its execution on the riverbed, and launching erection of main girder was carried out from the opposite bank in the wet season. During the dry season, construction of the rigid connection was added to the normal erection process, and the overall process was carefully controlled to complete the work.

キーワード：剛構造、高流動コンクリート、充てん性、供用線近接施工、冬期施工（湯水期施工）、送り出し施工、合成床版

1. はじめに

本橋は長野県北部の信州中野IC～豊田飯山IC間に位置し、一級河川千曲川を横過する橋長350.55mの鋼4径間連続非合成ラーメン箱桁橋であり、現在、交通渋滞緩

和に向けて急速に進められている上信越自動車道の4車線化工事の1つである。

施工位置図を図-1、全体一般図を図-2に示す。

平成9年に完成し、既に供用中のⅠ期線と近接して建設される本橋（Ⅱ期線）は、阪神淡路大震災における鋼橋の損傷状況を踏まえ、耐震性に配慮した構造としており、その1つは桁の中間支点部でRC橋脚と鋼箱桁を剛結する複合ラーメン構造を採用している点にある。本構造は耐震性に優れており、中間支点部の支承を省略できるため、経済的に有利であり維持管理の軽減が期待できる。2つ目は、床版に鋼とコンクリートの合成床版（以下、合成床版という）を採用し、耐震性の向上はもちろん、死荷重の低減および工期の短縮を図っている点である。

また、工程上の制約として、湯水期施工中（11月～3月）に流水部の架設、柱頭部コンクリート施工および栈橋組立・解体の完了が必須条件となり、出水期の送り出し架設を含めた綿密な工程管理が要求された。

本稿は北千曲川橋の現場施工全体を通して、報告するものである。



図-1 施工位置図

*¹ 工事本部工事部部长（現場代理人）

*² 工事本部工事部工事課（監理技術者）

- 平成15年 2月 2日 P3桁内剛結部 } ①
- 平成15年 11月 16日 P1桁下部 } ③
- 平成15年 11月 23日 P1桁内剛結部 }

①の施工は栈橋の組立・解体があるため工程的に一番厳しい条件であった。

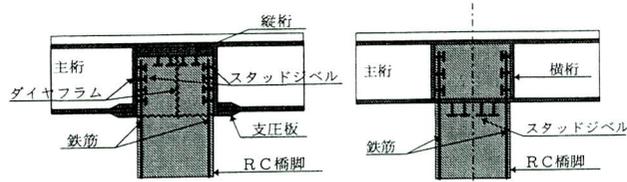
3. 柱頭部の高流動コンクリート施工

(1) 剛結部構造

既に供用中である北千曲川橋Ⅰ期線の鋼桁とRC橋脚との剛結部は、**図-3**に示すように、柱頭部の橋脚コンクリートを優先させ、主桁下フランジは連続させずに支圧板によって応力を伝達する「下フランジ支圧板形式」が採用されている。この接合部構造は、鉄筋の組立てやコンクリート打込みなどの施工性に優れ、普通コンクリートを用いて十分な充てん性が保証されている。しかしながら、下フランジ支圧板形式は下フランジに引張応力が発生する場合には応力伝達機構が不明確となる。

これに対し、本橋（Ⅱ期線）の剛結部は、平成14年の道路橋示方書改訂に伴う、大規模地震を想定した非線形動的解析を実施した結果、下フランジ側で引張応力の発生が認められた。そこで耐震性の向上と引張応力伝達のため、下フランジを連続させ、鋼桁からRC橋脚への応力伝達は、隅角部内に定着した鉄筋が担う「鉄筋定着形式」を採用することとした。**(図-3)**

ここにⅡ期線剛結部の構造概念図と鉄筋の組立完了状況写真を示す。**(図-3, 写真-1)**



I期線「下フランジ支圧板形式」¹⁾ Ⅱ期線「鉄筋定着形式」
図-3 剛結部形式²⁾

(2) 高流動コンクリートの特徴

「鉄筋定着形式」の剛結部構造は、箱桁下フランジを優先させた構造であることから、コンクリートの施工性、特に箱桁下フランジ下面と箱桁上フランジ下面の充てん性が課題となった。そこで、剛結部のコンクリートは、自己充てん性を有する高流動コンクリートを用いることとした。

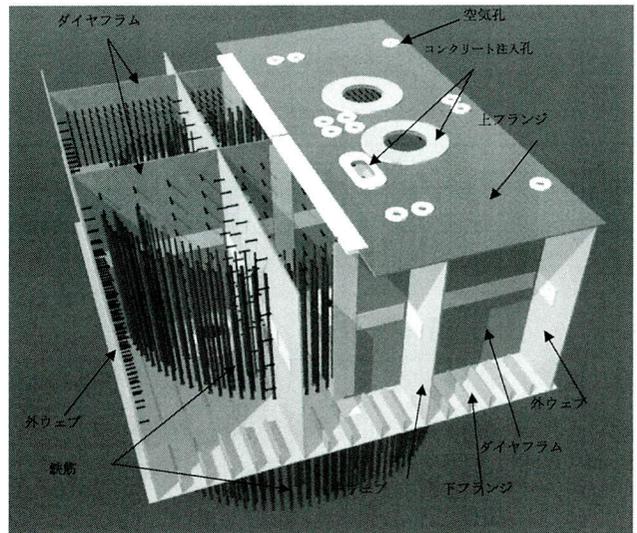


図-4 柱頭部構造概念図

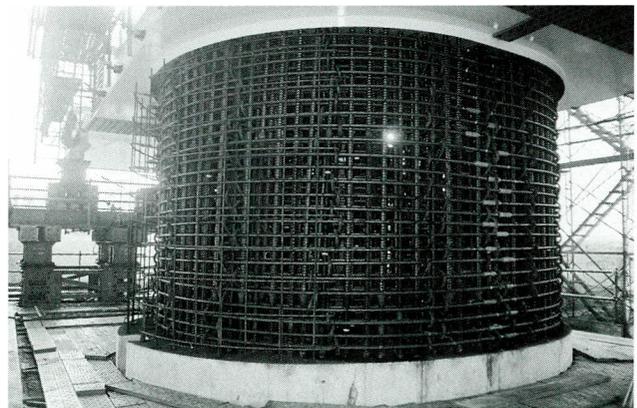


写真-1 柱頭部鉄筋の組立完了状況

高流動コンクリートは、使用する材料の種類や量などの観点から一般に粉体系、増粘剤系、併用系の3種類に分類される³⁾が、本橋では剛結部のコンクリート（マスコンクリート）施工におけるセメント水和熱による温度ひび割れが問題になること、コンクリートプラントの対応が比較的容易であることなどを考慮し、増粘剤系を採用した。

増粘剤系の高流動コンクリートは、増粘剤の効果によって材料分離抵抗性を高めるとともに、高性能AE減水剤の添加により、高い減水性能と所用の流動性が得られることから、基本的にコンクリートの締固めは不要で、打込み後のコンクリート表面はノンプリージングのため、表面処理の必要はない（確認のため、試験施工時にブリージング試験を行い、300時間で0%の結果を得た）。また、セメント粉体量も低減できることから、水和熱の抑制に効果的である。

(3) コンクリートの現場配合

試験施工結果を踏まえて決定した高流動コンクリートの決定配合は下記の通りである。(表-2, 3)

使用した膨張材は、従来タイプよりも添加量を低減できる低添加タイプ（通常使用量は20kg/m³）としたが、本橋では、セメント量が400kg/m³以上と多いことから「コンクリート施工管理要領」（日本道路公団）における膨張コンクリートの規格値を満足しない恐れがあったため、その添加量を25kg/m³とした。(表-4)

表-2 基本配合条件

| 種別 | 設計基準強度σ _{ck} (N/mm ²) | スランブフロー(cm) | 目標空気量(基準空気量)(%) | セメントの種類 | 最大塩化物含有量(g/m ³) | 単位混和割合(%) |
|-----------|--------------------------------------------|-------------|------------------|----------|-----------------------------|-----------|
| 高流動コンクリート | 30 | 55~70 | 4.5±0.5(4.5±1.5) | 高炉セメントB種 | 300 | C×2.2 |

表-3 基本配合

| 水結合材比 W/(C+E)(%) | 細骨材率 S/a(%) | 単体量(kg/m ³) | | | | | | | 増粘剤 SFCA(g/m ³) |
|------------------|-------------|-------------------------|-----|-----|-----|----|------|-----|-----------------------------|
| | | W | C | S | G | E | AD | | |
| 37.8 | 48.0 | 170 | 425 | 786 | 861 | 25 | 9.45 | 200 | |

表-4 膨張率試験データ

| | 20kg | 25kg |
|------------------------|-------|-------|
| C:330kg/m ³ | 200 μ | 300 μ |
| C:480kg/m ³ | 150 μ | 230 μ |

(4) 施工上の留意点とその対策

一般的なコンクリートと比較した場合の高流動コンクリートの施工上の留意点としては、下記のものが挙げられる。

- ①ポンプ圧送時の抵抗が大きくなる。
- ②型枠に作用する側圧が大きくなる。
- ③打込んだコンクリートの流動距離を短くする。
- ④仕上げ面を乾燥させない。

増粘剤系の高流動コンクリートは、粉体量を減らしているため、圧送損失量は普通コンクリートとほとんど変わらず、その性状は充てん性を高めるため、見た目はドロドロとしている（モルタルに骨材を入れたような性状）。したがって、コンクリートを打込んだ型枠材には、大きな側圧が作用することから、鋼製型枠の使用が望ましいが、橋脚の断面形状は楕円形であるとともに、その一部に排水目隠し用の拡幅部もあったため、型枠材は、加工が容易な木製とし、所定の強度を確保出来る写真-2の構造を採用した（型枠固定バンドは下半分を@150mm、上半分を@300mmで固定）。



写真-2 木製型枠バンド施工状況

また、高流動コンクリートのノンブリージング性に着目し、打継ぎ目を設けて橋脚部と桁内の2リフトに分けてコンクリートを打込むことで、型枠への側圧低減に配慮した。

また、打継ぎ目を柱部に設けることは構造上望ましくないことから、下フランジから上へ約300mmの高さに設定した。(図-5)

高流動コンクリートの水平方向の流動距離は8mを原則とすることから4) 打込み用のマンホール（φ600）を下フランジに2箇所、上フランジには4箇所設置し、必要に応じて筒先を入れ替えて、打込みできるようにした。また、打込み後の打継ぎ目は、水分の急激な乾燥によるプラスチックひび割れに配慮し、噴霧器にて水分を定期的に補給した。

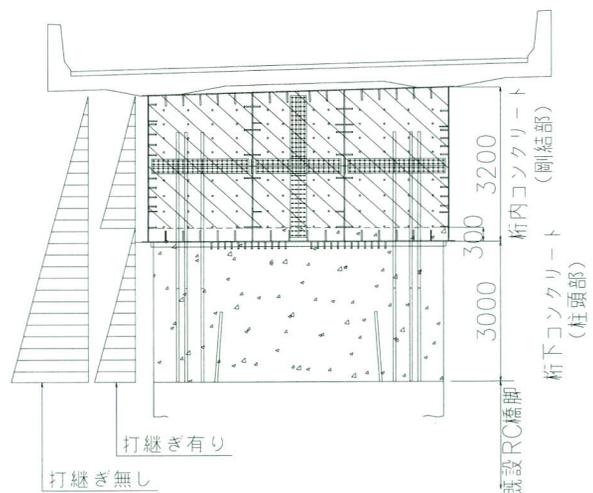


図-5 打継ぎ位置と側圧分布図

(5) コンクリートの打込み

高流動コンクリートは、特殊コンクリートであり、打込んだコンクリートが型枠材に作用する側圧は、通常のコンクリートよりも過大となることから、コンクリートプラントから出荷し、打込み完了までの所要時間を1.5hとし、打込み速度を20m³/h (4m³/車)と小さくした。原則として打込み時には、ポンプの筒先をコンクリートの中に挿入し(筒先から1mの所にマーキング)、その圧力を利用して、材料分離を防止した。なお、前述したコンクリートの打継ぎ目を設けることにより、柱頭部と剛結部で打込み手順が異なるため、下記の通り施工を行った。また、1橋脚に着目したとき、柱頭部コンクリート打込み作業の1週間後に剛結部の打込み作業を行った。

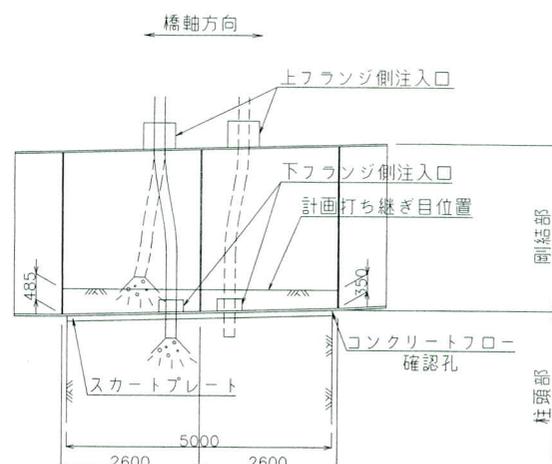
1) 柱頭部コンクリートの打込み

柱頭部は、ほぼ円形の型枠中にコンクリートを打込むため、下フランジ上に打込み作業者を配置し、2箇所の注入口(φ600)よりポンプ筒先を抜き差ししながら打込みを行うが、下フランジ鉄筋貫通孔φ70に対してD51主鉄筋が貫通しているため隙間は小さく、打込んだコンクリートの内、モルタル分しか桁内に入っていない。(写真-3)したがって、この問題を解消するために図-6に示す要領でコンクリートの打込みを行った。

なお、下フランジの縦断勾配の高い側にはスカートプレートからのフロー孔を設けることで、下フランジ下端の充てんも確認出来るようにした。(写真-4)なお、スカートプレートとは、下フランジ下面にリング状に設置した鉄板のことであり、木製型枠組立時の当て板となるとともに、下フランジとコンクリートの境界面から水が侵入するのを防ぐ水切りの役割を担っている。



写真-3 下フランジフロー状況



柱頭部の打込みコンクリートが下フランジまで到達。

鉄筋貫通孔の隙間からコンクリートフローを確認。

剛結部内に計画打ち継ぎ目位置までコンクリートを打込む。

図-6 下フランジ打込み要領



写真-4 スカートPLフロー状況

2) 剛結部コンクリートの打込み

剛結部は、箱桁のウェブにより6つの部屋に分かれており、打込み作業者は、上フランジの上に配置することとした。また、コンクリートの打込みは、柱頭部同様に過大な側圧に配慮し、1車(4m³)ずつ部屋ごとに施工した。なお、コンクリートの打込みは、図-7に示すように、①→⑥に順序で繰り返し打込みを行い、その1サイクルの所要時間は75分であった。

コンクリートの打込みを継続し、打込み面が上フランジに近づくと、縦横断の低い側から圧力を利用して、箱桁内をコンクリートで充てんし、空気孔からのフローを確認することで打込み作業を完了した。(写真-5~7)

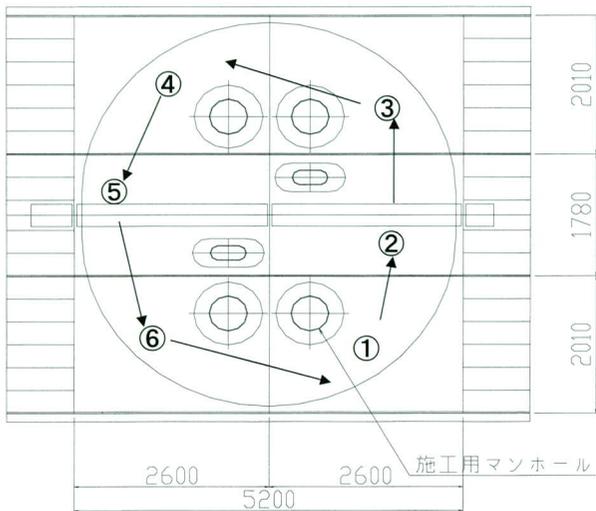


図-7 剛結部の打込み手順



写真-7 柱頭部高流動コンクリート打設状況

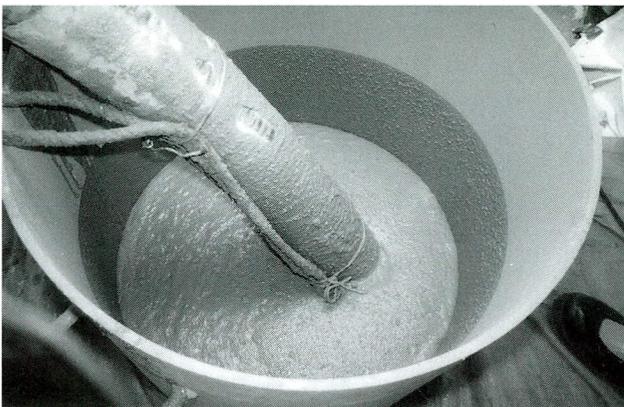


写真-5 上フランジ充てん補助型枠圧入状況



写真-6 上フランジ空気孔フロー状況

(6) 高流動コンクリートの品質管理

高流動コンクリートの品質管理は、配合表にしたがい、フロー値を全車で確認した。なお、打込み予定日の3日前に経時変化試験を行い、厳冬期の気温・重機械の温度・輸送時間等を考慮し、物性に变化があるかを確認したところ、配合自体には問題がないものの、高性能AE減水剤による流動性の発現が、通常時期に比べて遅いこ



写真-8 コンクリート受入れ検査

とが分かった。高流動コンクリートの流動性は、工場練り混ぜ完了から約30分を過ぎたあたりからその効果が発現するため、コンクリートフロー値は、出荷時にあらかじめ現着値よりも低めに設定・管理するとともに、荷卸し時にその性状を確認することとした。

品質管理を行う試験室は、全面シートで覆い、風雨に対する対策を講じた場所を確保し、受け入れ検査を行った。(写真-8)

試験結果は、大きなばらつきもなく、品質の安定した良質のコンクリートを受け入れることができた。(表-5)

(7) コンクリートの養生

コンクリートの打込み作業が厳冬期であることに配慮し、ブルーヒーターによる給熱養生と外気温により冷え

表一 5 コンクリート物性管理表

| 打設区画 | | 打設年月日 平成15年1月12日 | | | | | |
|------|-------------|------------------|-------------|------|------|-----|------|
| P2桁下 | | 記録者 河重 貴之 | | | | | |
| No | 工場 | | 現場 | | | | |
| | フロー | Con℃ | 現場フロー | 50cm | 停止 | 空気量 | Con℃ |
| 1 | 59.0 × 58.0 | 11.0 | 66.0 × 64.0 | 4.3 | 56.9 | 3.5 | 11.0 |
| 2 | 59.0 × 56.0 | | 66.5 × 65.5 | 3.4 | 56.5 | 4.1 | 11.0 |
| 3 | | | 61.5 × 62.5 | 6.1 | 55.2 | 3.9 | 11.0 |
| 4 | | | 60.0 × 58.0 | 5.6 | 49.3 | 3.8 | 11.0 |
| 5 | 57.5 × 57.0 | 12.0 | 63.0 × 62.5 | 3.6 | 56.8 | 3.8 | 11.0 |
| 6 | | | 62.5 × 61.0 | 5.0 | 53.5 | | 11.0 |
| 7 | | | 62.5 × 62.0 | 3.5 | 54.6 | | 11.0 |
| 8 | | | 59.5 × 57.0 | 5.9 | 48.7 | | 12.0 |
| 9 | | | 59.0 × 58.5 | 5.0 | 50.2 | | 12.0 |
| 10 | 58.5 × 56.0 | 13.0 | 61.5 × 62.0 | 3.4 | 53.9 | 4.0 | 12.0 |
| 11 | | | 59.0 × 57.0 | 6.6 | 46.8 | | 13.0 |
| 12 | | | 59.5 × 58.5 | 4.8 | 47.5 | | 14.0 |
| 13 | | | 62.5 × 61.0 | 3.1 | 47.2 | | 14.0 |
| 14 | | | 60.5 × 58.5 | 5.2 | 47.5 | | 14.0 |
| 15 | 58.0 × 59.0 | 14.0 | 63.0 × 58.0 | 4.5 | 50.7 | 3.8 | 13.0 |
| 16 | | | 62.5 × 60.5 | 3.8 | 45.4 | | 14.0 |
| 17 | | | 63.0 × 60.0 | 4.3 | 49.0 | | 14.0 |
| 18 | | | 63.0 × 61.5 | 4.5 | 54.9 | | 14.0 |
| 19 | | | 64.0 × 62.0 | 3.9 | 51.4 | | 14.0 |
| 20 | 59.5 × 59.0 | 14.0 | 62.0 × 60.5 | 4.1 | 48.3 | 4.1 | 14.0 |
| 21 | | | 64.0 × 61.0 | 3.8 | 47.1 | | 14.0 |
| 22 | | | 62.5 × 63.0 | 3.8 | 46.4 | | 14.0 |

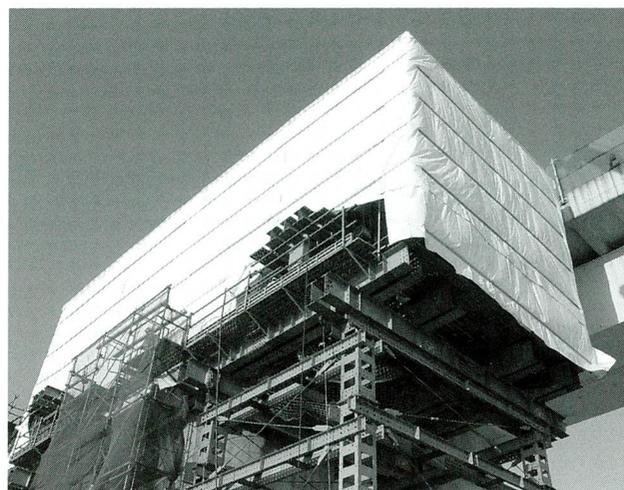
ている鋼桁を暖めるための投光器を数ヶ所に配置することとした。コンクリートの中心温度は、セメント量が多いことから最大約70℃にまで上昇するため、マスコンクリートの内外温度差による温度ひび割れの防止に配慮し、給熱養生は打ち込み後2週間の昼夜継続して実施した。また、養生枠解体は、給熱養生完了後、さらに1週間遅らせ、湧水期施工の工程の許す限り、コンクリートに対して出来る限りの給熱養生を行った。その結果、外気温は氷点下であったにもかかわらず、養生枠内の温度は約10～15℃に保つことができ、養生終了時のコンクリート内外の温度差はほとんど無くなり、有害なひび割れを防止することができた。(写真一9～11)

4. 鋼桁の架設

鋼桁の架設は図一8に示す架設計画一般図にしたがい、流水部は栈橋を利用したクローラークレーンベント工法と送り出し工法、河川敷部はクローラークレーンベント工法を採用した。

(1) 第3径間閉合桁の架設

本橋の中間支点部は、鋼桁とコンクリート橋脚との剛結構造であるため、中間支点上の鋼桁ブロックは、先行架設となる。したがって、後架設となる鋼桁閉合ブロックを調整桁部材として架設を行った。この調整桁部材は、



写真一 9 養生枠組立完了



写真一 10 養生設備配置完了

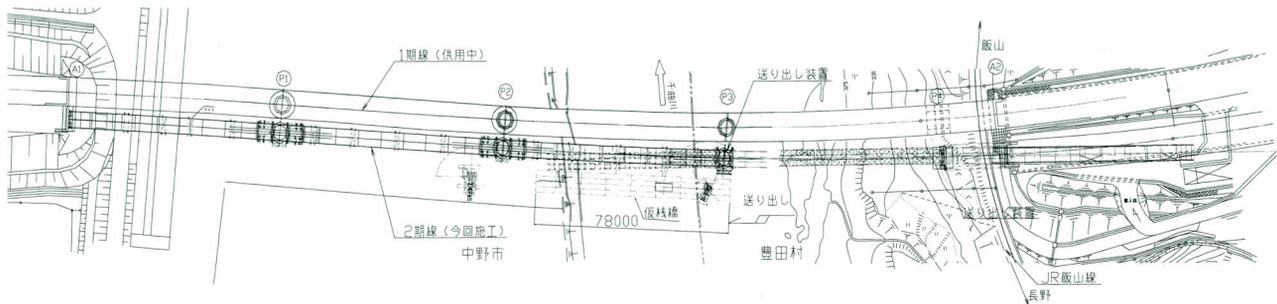
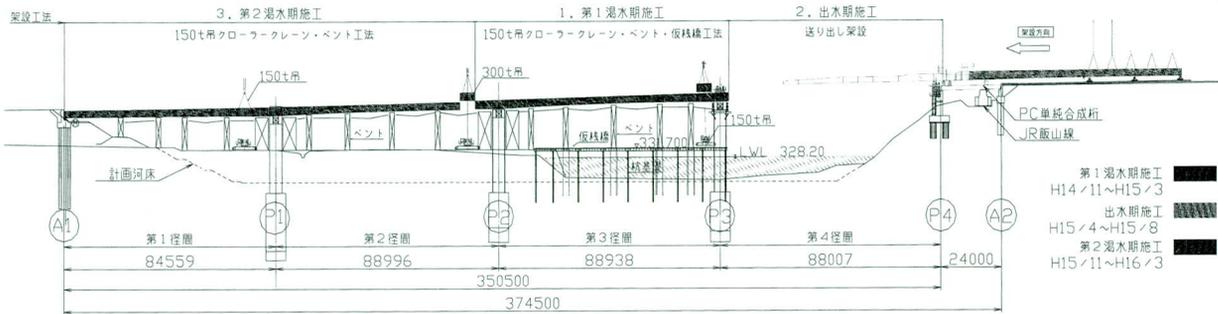


写真一 11 高流動コンクリート打込み完了

架設空間実測値の工場指示から製作反映・仕上げ塗装・現地納入されるまでに約2週間の期間が見込まれたため、閉合部材の架設に先駆け、先行架設部材のキャンパ一検査を受けることで、約10日の工程短縮を図った。(写真一12, 13)

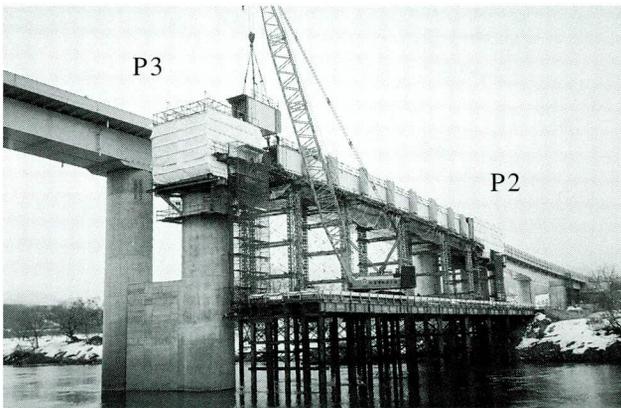


架設計画図



図一八 架設計画図

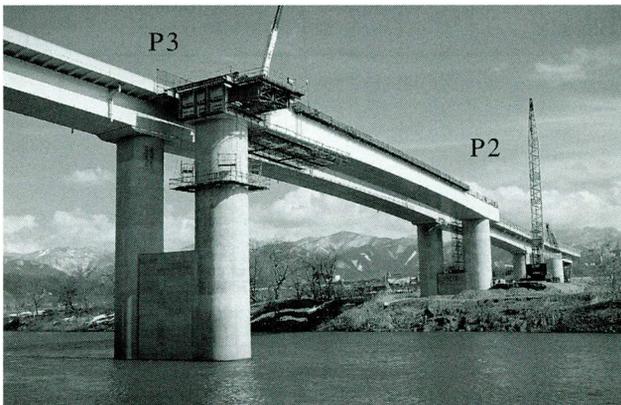
(2) 河川内流水部ベントの解体 (第3径間)



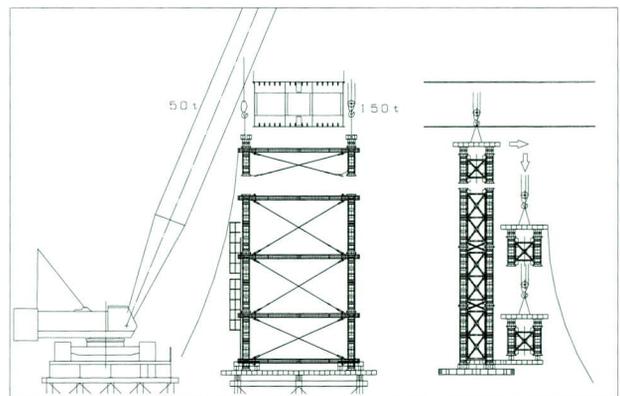
写真一十二 閉合桁の架設状況

河川内流水部に設置した4基のベント解体作業は、栈橋上からの作業となったが、現地の状況は、いわゆるウナギの寝床であり作業スペースが限られていたことから、安全性の確保と作業効率の向上が課題となった。そこで、2台のクレーンによる相吊解体を採用した。

使用クレーンは、架設用の150tクローラークレーンと別の50tラフダクレーンの2台とし、ベント部材の吊り込みおよびベント基部への仮置きまでこの2台で行い、その後の解体作業は、各クレーンの能力に応じた分担作業とすることで完了させた。重機の役割分担を明確にし、作業効率を上げ、高所作業の減少と安全性を確保した。(図一9、写真一14、15)



写真一十三 第3径間 (P2~P3) 架設完了



図一九 河川ベント解体図

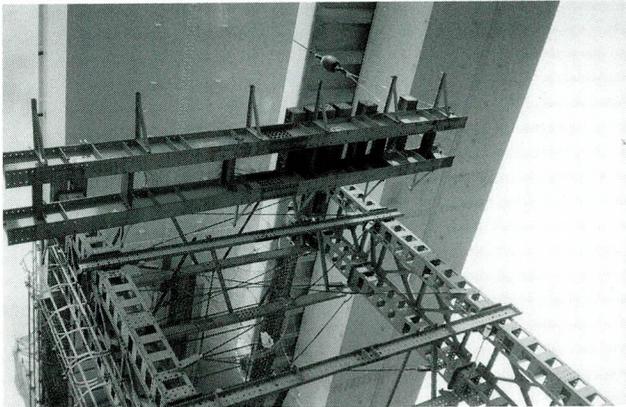


写真-14 相吊り解体状況 (手前50tRC、奥150tCCで玉掛け)

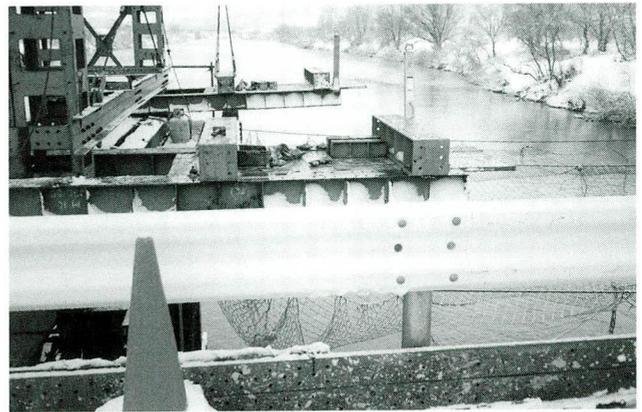


写真-15 ベント基部受け台設置状況

(3) 送出し架設 (第4径間)

1) 送出し架設の概要

本橋の第4径間部 (P3～P4の1径間、約88m) の架設は、A2橋台背面ヤードで組み立てた鋼桁ブロックを1.2% (完成系の縦断勾配は2.7%) の下り勾配で送り出すとともに、送り出し完了後の降下量を減らすため、送り出しヤードの地盤を掘り下げて、送り装置を設置する

こととしたが、ヤードでの軌条設備は設置せず、送り装置のみとした。(図-10)

また、送り出しヤードは、地形的条件から十分な広さが確保できず、桁の組立と送り出しの繰り返し作業となった。

なお、送り出し勾配を1.2%としたのは、送り装置の水平能力及び装置の安定を図るためである。

送り出しブロックはクロソイドを含む平面曲率を有す

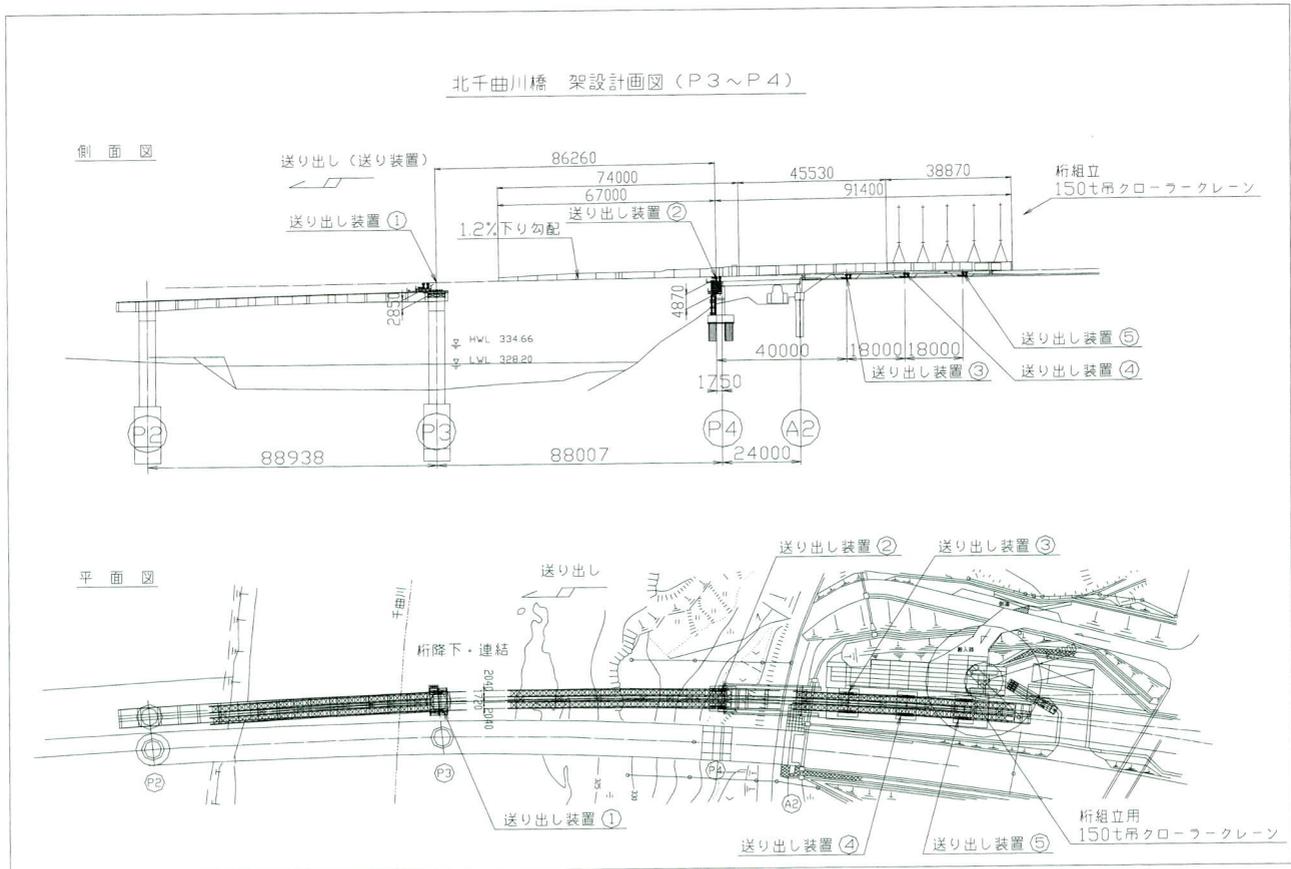
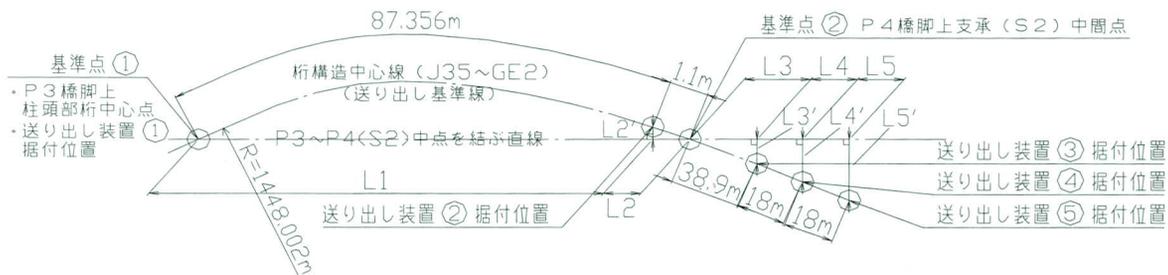


図-10 送り出し架設計画一般図



送り出し装置据付要領

- ・ 桁構造中心線を送り出し基準線とする。
- ・ P3橋脚部基準点、及びP4橋脚部基準点を直線で結ぶ。
 基準点① (P3橋脚部基準) : P3橋脚部柱頭部桁中心点
 基準点② (P4橋脚部基準) : P4橋脚上支承中間点
- ・ P3橋脚部基準点上に、送り出し装置①を据え付ける。
- ・ 基準点①、②を結んだ線に対して、
 水平方向 L_n 、垂直方向 L_n' の位置に、送り出し装置①をそれぞれ、据え付ける。
 据付方向は、送り出し基準線接線方向とする。

図-11 送り出し基準ラインの決定

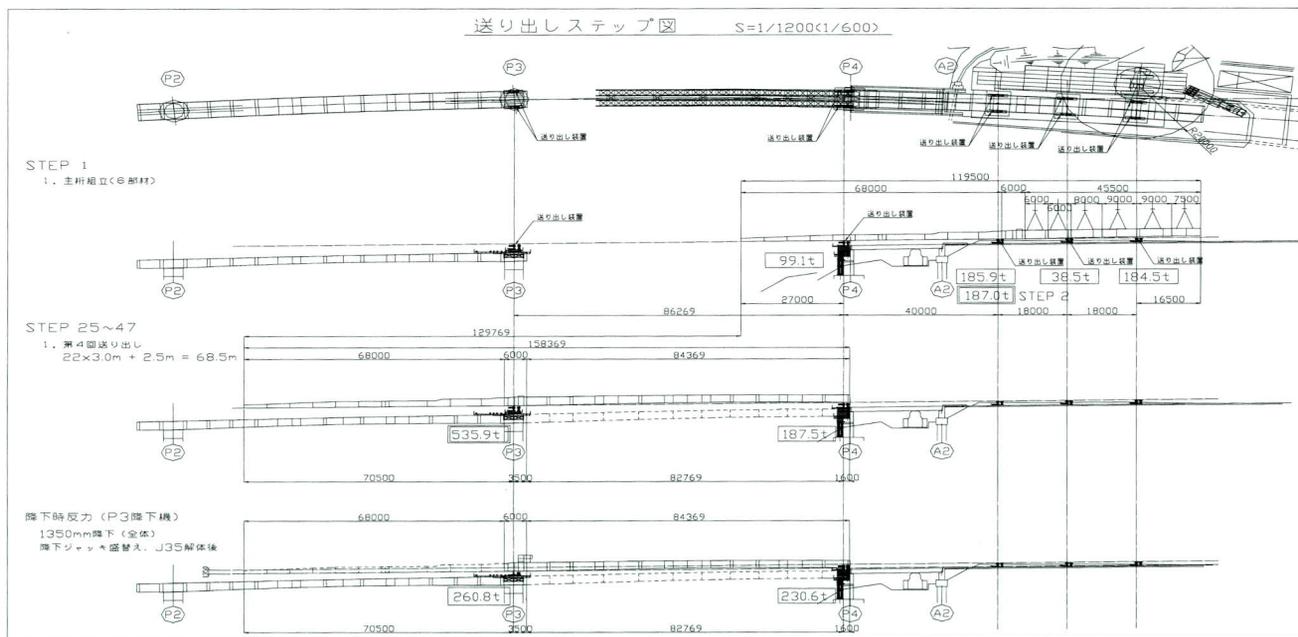


図-12 送り出しステップ図

ることから、送り出し方向、および送り装置の配置は、**図-11**に示すとおりとし、使用した手延べ機は、送り出しブロックの曲線形状に対応させるため、左右の桁長を調整した。

送り出し架設における鋼桁ブロックの平面的な位置管理は、手延べ機先端部、後端部および鋼桁後端部の3ヶ所で行い、その位置調整は、送り出し装置の水平ジャッキを使用した。

また、送り出しブロックの転倒に対する安全性を確保するため、カウンターウエイトを桁端部に載荷することとした。

(**図-12**、**写真-16, 17**)

2) 送り出し先行設備

前述したように、湧水期施工中に流水部の栈橋を解体する必要があることから、P3上の送り出し設備とそれを

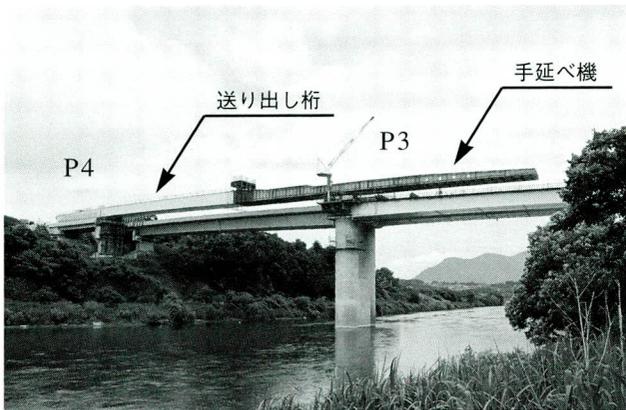


写真-16 送り出し状況

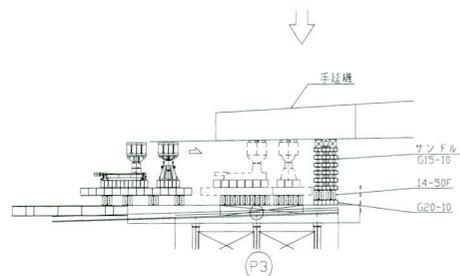
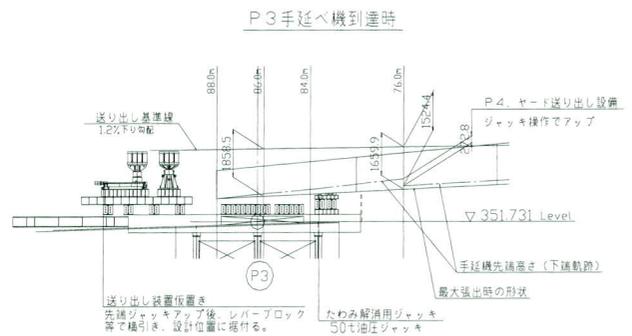


図-14 P3送り出し装置設置図

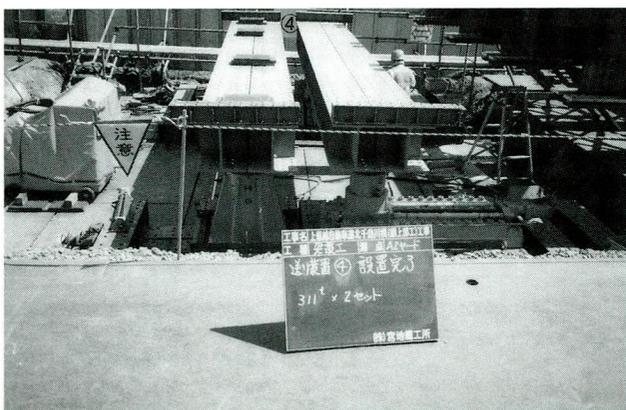


写真-17 送り出し装置配置



写真-18 送り装置撤去状況 (ジブクレーン)

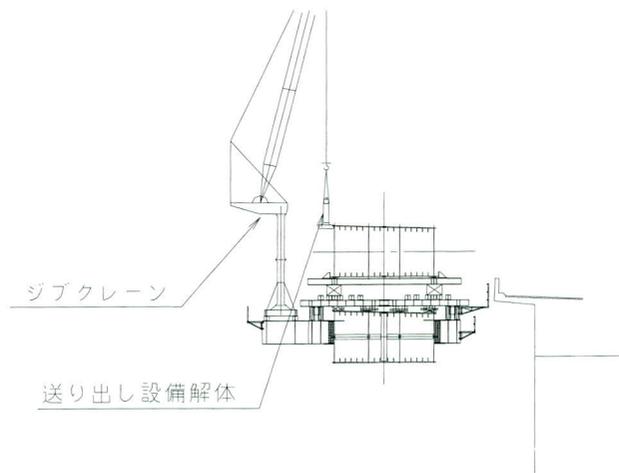


図-13 P3ジブクレーン配置図

解体するジブクレーンの設置を栈橋の解体前に行うこととした。(図-13, 14, 写真-18)

また、送り出し架設完了後の手延べ機受け架台の組立作業を湯水期施工期間内に完了させるため、栈橋解体後、P2位置で地上からクレーンおよび機材を荷揚げするとともに、鋼桁上の走行車両に配慮し、その添接部に15mm

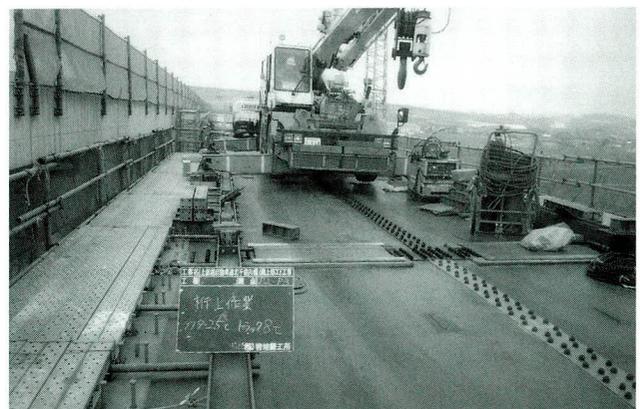


写真-19 添接部ゴムマット養生状況

の乗り越え用のゴムマットを敷設した。(写真-19)

送り出しブロック後端側については、桁降下時にP4

ベント前面に解体用の足場が必要であったため、吊り下げ用の足場を予め組んでおいた。(図-15)

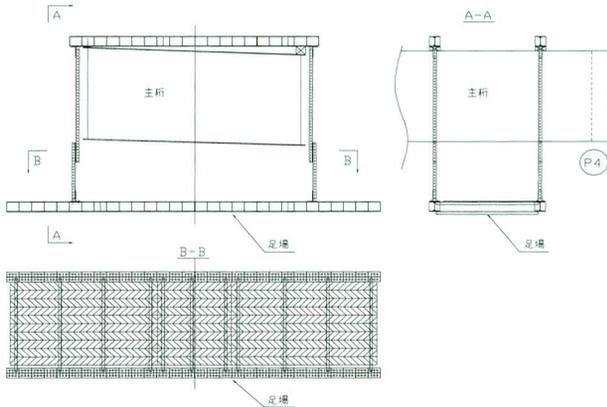


図-15 P4降下足場

(4) 送出しブロックの降下

送り出し架設完了後、鋼桁ブロックを図-16に示す要領で降下した。

なお、降下作業において、下記の点に配慮した。

- ①手延べ機を解体せずにP3から張り出した状態でP3, P4 2点でのジャッキによる全体降下を行った。降下量はP3側で1350mm、P4側で700mmとした。降下量

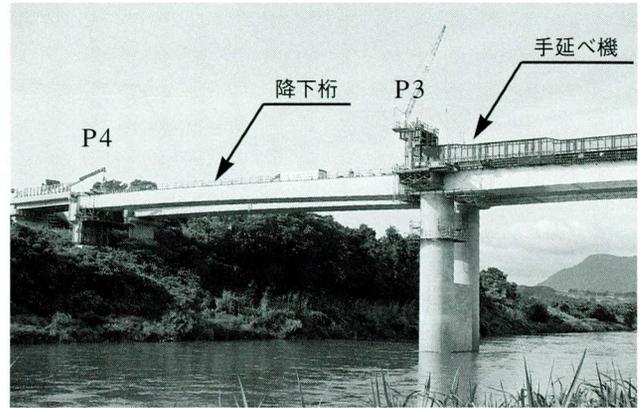


写真-20 桁降下完了

に差をつけることで送り出し縦断勾配1.2%から完成系縦断勾配2.7%に戻し、張り出した手延べ機をP2-P3間に予め設置しておいた受け架台に到達させ、手延べ機自重による取り合い桁添接にかかるモーメントを解消するとともに、不安定状態の期間を短縮した。

- ②P3降下ジャッキを降下機に盛り替えて、手延べ機添接解体後、P3, P4とも一定量降下量させた。
- ③降下ブロックとP3剛結ブロックの添接作業をモーメント連結で行うため、P3側の降下を先行して仕口角度を合わせ、P4側の降下量を最後に残すこととした。(図-16, 17, 写真-20)

降下作業フローチャート

①全体降下

| 回数 | P3(200t×4台) 200ST | P4(200t×4台) 220ST |
|-------------|----------------------|----------------------|
| 送り出し完了時全降下量 | 6010 | 4870 |
| 合計降下量 | 1350 | 700 |
| 残降下量 | 4660 | 4170 |

※送り出し勾配1.2%
※完成型勾配2.7%に合わせる

②P3テンションロッドに盛替え

③連結構~J35 縁切り

- (①でJ35鉛直)
- (P4で650mm上げ越しの状態)

④P3,P4 交互にジャッキダウン

| 回数 | P3 | P4 |
|-------|------|------|
| 降下量 | 4660 | 4170 |
| 1 | | 300 |
| 2 | 400 | |
| 3 | | 300 |
| 4 | 400 | |
| 5 | | 300 |
| 6 | 400 | |
| 7 | | 300 |
| 小計 | 1200 | 1200 |
| ? | ? | ? |
| 20 | 400 | |
| 21 | | 150 |
| 小計 | 1200 | 1050 |
| 22 | 400 | |
| 合計降下量 | 4000 | 3450 |
| 残降下量 | 660 | 720 |

P4設計上げ越量 670mm

⑤P3のみ660mmジャッキダウン
モーメント連結

⑥J35添設足場組立
SPL取付
HTB本締め

⑦P4で670mmジャッキダウン
ダウン完了

⑧支承セットボルト取付

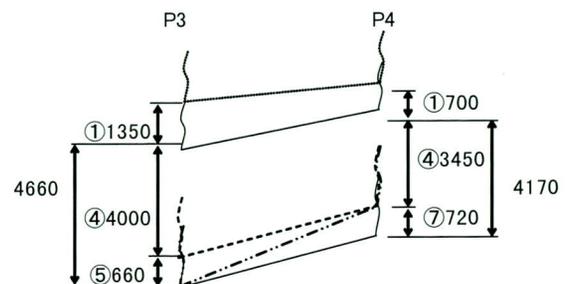


図-16 降下作業フローチャート

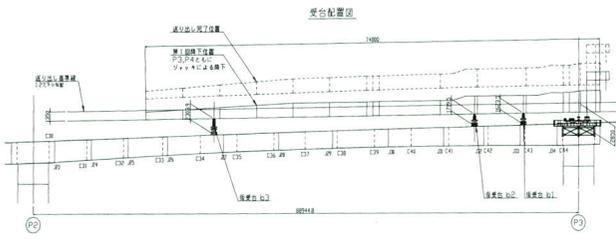


図-17 手延べ機受け架台

(5) 手延べ機の解体

既に供用中のⅠ期線に隣接する本橋は、Ⅰ期線とほぼ同レベルの高さに位置することから、送り出しブロックと分離した手延べ機本体は、供用線の安全確保並びにドライバーへの圧迫感の低減のため、その早期搬出が必要となり、鋼桁上に50吊ラフタクレーンと10tトラックを搬入し、供用線への飛散物の要因となる細かな材料を出さないように、ブロックごと解体した。また、解体作業時の安全性確保のため、Ⅰ期線に対するクレーンの旋回方向を限定するとともに、ネットによる養生を行った。(図-18, 19, 写真-21, 22)



写真-21 手延べ機解体状況

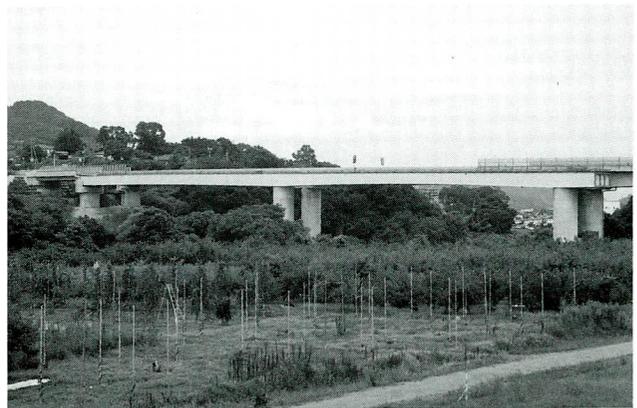


写真-22 第3,4径間(P2~P4)架設完了

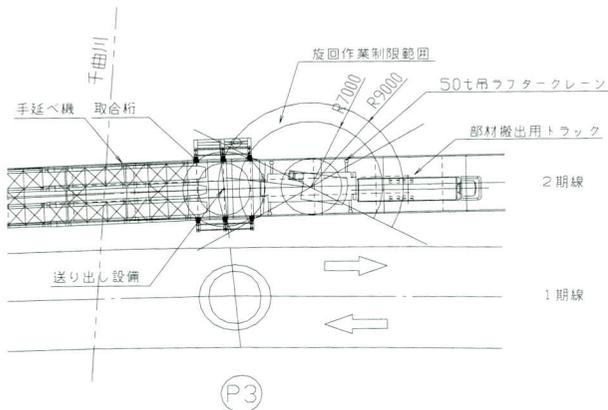


図-18 手延べ機解体要領図(その1)



写真-23 架設状況

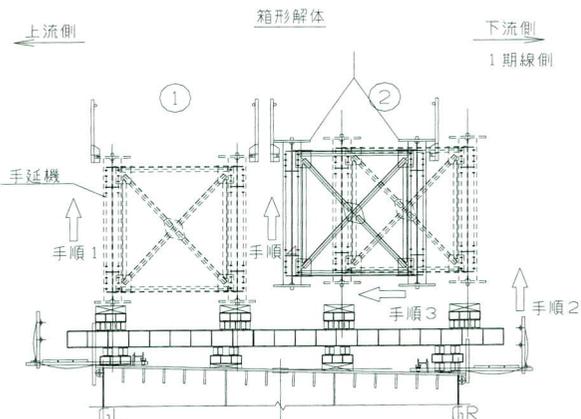


図-19 手延べ機解体要領図(その2)

(6) 第1,2径間部鋼桁の縦取り架設

第1径間部堤防上の鋼桁は、クレーン定格荷重における作業半径の制約から、他径間の架設に使用した150t吊クローラクレーンでの架設が成り立たないため、軌条設備を用いた縦取り架設を採用するとともに、台車上の架台高さを抑える目的から、所定の高さより低い位置で架設した後、ジャッキアップにより所定の高さに据え付けた。それ以外の架設は、通常の架設を行った。(写真-23, 24)

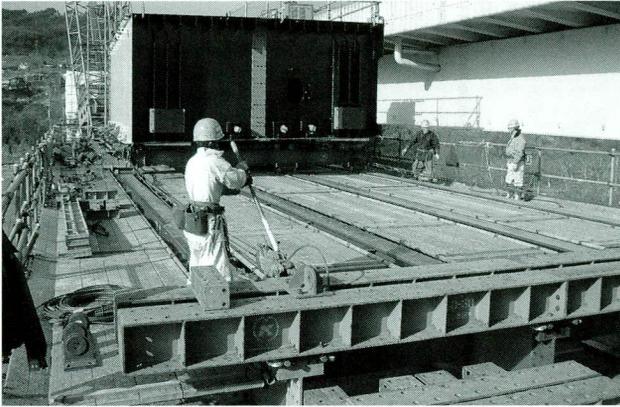


写真-24 桁縦取り状況

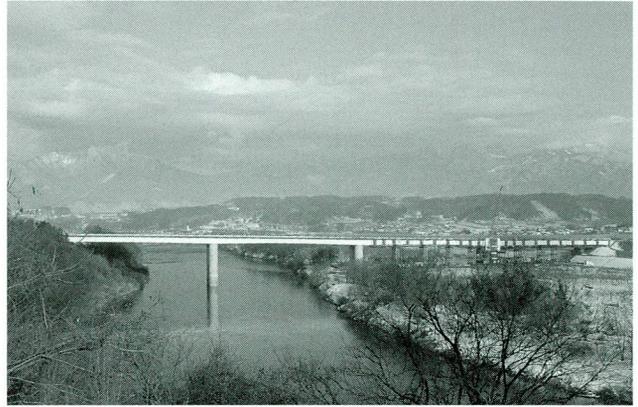


写真-26 鋼桁架設完了

(7) 河川内陸上部ベントの解体

河川内陸上部のベントの解体は、流水部のベント解体同様、安全性の確保と施工効率の向上を図るため、**図-20**に示す要領で2台のクレーンを使用して行った。作業手順は、まず150t吊クローラークレーンで天秤を用いて、ベント上部を吊り込み、ベント柱の中断の縁を切った後、50t吊ラフタークレーンでベント下部をだるま落としのような格好でブロックごと解体することとした。**(写真-25, 26)**

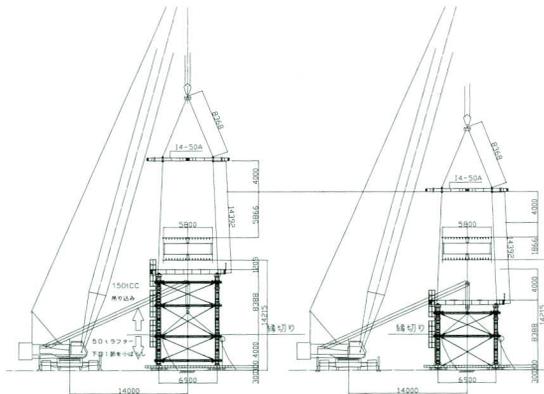


図-20 ベント解体要領図

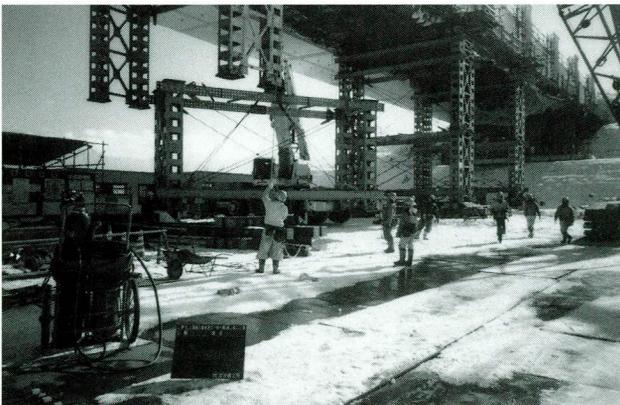


写真-25 河川敷ベント解体状況

(8) 厳冬期における添接部作業

厳冬期における鋼桁継手部の高力ボルト締め付け作業および現場塗装作業を所定の品質を確保した上で迅速かつ確実にを行うため、下記の対策を実施した。

- ①主桁架設完了後の添接部は高力ボルトの締め付け前と本締め完了後の2度にわたり、鋼桁上面（上フランジ）にシートを敷設し、雪が降ってもシートをはがすだけで、高力ボルト締め付け作業および塗装作業が出来るようにした。**(写真-27)**
- ②桁上に積もった雪は、日照により解けて、縦断勾配の低い側に流れ、添接部は濡れた状態となることから、鋼桁上に大型温風機を設置し、ジャバラ管を通してハンドホールより桁内の空気を塗装作業前日の夕方から翌日の朝まで暖めることとした。（設定温度は50℃～80℃）これにより、暖めた位置から前後約20m範囲の主桁並びに添接部は完全に乾いた状態となり、すぐに作業に取りかけられるようにした。**(写真-28)**



写真-27 上フランジシート養生状況

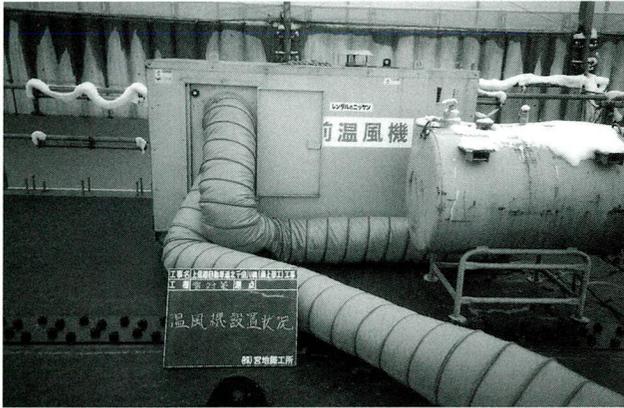


写真-28 添接部塗装用温風機設置



写真-30 足場チェーン養生状況

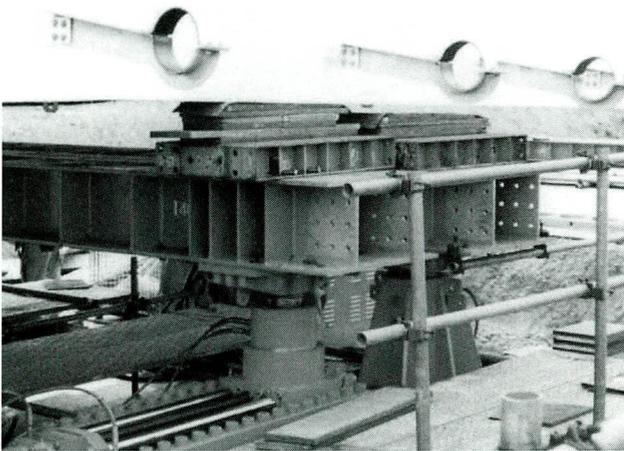


写真-29 主桁桁受点養生状況

(9) 仕上げ塗装桁に対する配慮

本橋に限らず、最近の鋼桁部材は、製作工場において、現場継手部を除き、上塗り塗装まで施工された状態で現場に搬入されることから、塗装表面を傷つけないよう下記の実策を行った。

- ①ベント受点部では、フロアマットを養生材として使用した。これは事務所などの床に敷設してある厚さ5mm程度のゴムであり、クッション材の役割を果たし、受点部解体後の鋼桁塗装表面部を損傷させることもなく、ゴムの跡が付くこともなかった。(写真-29)
- ②足場用チェーン金具とチェーンの接触部において、水道のゴムホースを縦に切り込み、それをチェーンに巻き付けて養生を行う方法がよく見られるが、本橋では、寒冷地の一般家庭で使用する水道管凍結防止の断熱材を使用することとした。これは、水道のゴムホースよりも厚肉であるため、従来の養生よりも、しっかりした養生が出来た。(写真-30)

5. 合成床版の施工

(1) 合成床版の概要

本橋の床版構造については、死荷重の低減、耐久性、耐震性の向上、コスト縮減および工期短縮に有利となる合成床版を採用することとした。合成床版は鋼製パネル(型枠)とコンクリートスラブを一体化させたものであり、通常のRC床版と比較して、下記の利点がある。

- ①死荷重軽減(スラブ厚をスリム化)
- ②耐久性・耐震性の向上
- ③維持管理の軽減(ライフサイクルコストの縮減)
- ④工期短縮(現場工事の省力化・型枠支保工不要)

以上の利点は、本橋の長支間床版(床版支間5.8m、張出し長1.965m)に適した十分合理的な構造であるといえる。

合成床版の概念図を図-21に示す。

型枠材を兼ねる鋼製パネルは、標準サイズで2.5m(橋軸方向)×9.75m(橋軸直角方向)、重量は約3tであり、鋼桁上にクレーンを用いて137ブロックの鋼製パネルを設置した。本合成床版の鋼製パネル相互の連結は、鋼製パネル底鋼板添接部を高力ボルトで本締めすることで完了する。(図-22)

合成床版施工完了後、壁高欄の施工に移行するが、鋼製パネルにボルトで固定する側鋼板(側型枠)は、本橋では、壁高欄天端まで上げずにスラブ厚の26cmまでの高さとし、合成床版コンクリートの打込み完了後、木製型枠にて対応した。これは、背の高い側鋼板を採用した場合、後死荷重による支間中央部(支間長90m)のたわみに伴う側鋼板の変形防止に配慮したことによる。

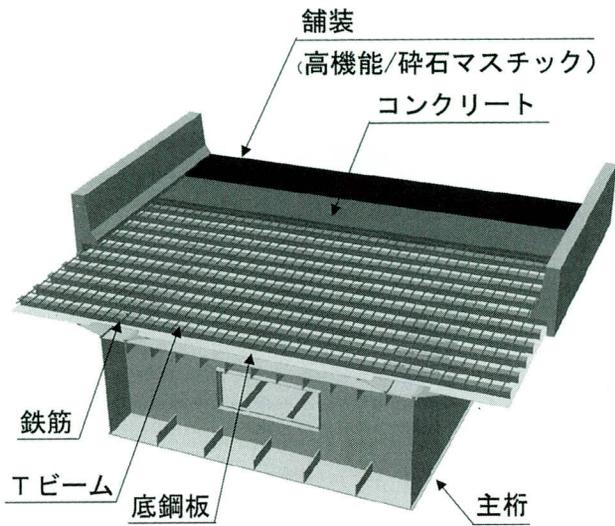


図-21 合成床版概念図

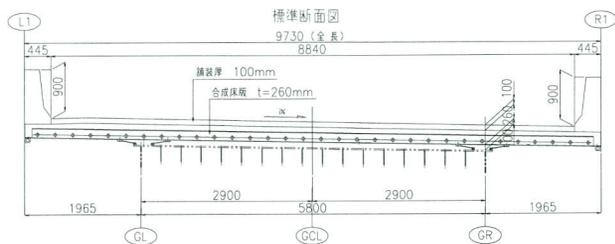


図-22 合成床版標準断面図



写真-31 足場組立完了

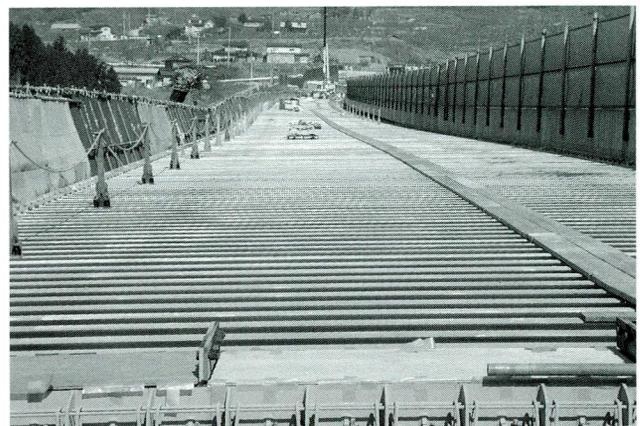


写真-32 合成床版架設完了

(2) 鋼製パネルの架設、高力ボルト本締め、止水処理

合成床版架設に先立ち、足場の組立を行った。第1, 2径間は通常の朝顔付き吊り足場、第3, 4径間は中段足場より上の朝顔付き足場のみとした。これは、前掲水期施工において、この流水部の足場を存置してしまうと、解体に要する期間が長くなるために、考案した足場である。

(写真-31)

合成床版の架設は2通りの方法で行い、第1, 2径間は河川敷を利用し、第3, 4径間は桁上での架設とし、全137ブロックを約20日で架設・本締めまで終了させた。なお、河川敷部においては、1日最大20ブロック、桁上部においては12ブロックの施工を行った。(写真-32)

また、全パネル中に5ジョイント分、調整パネルを設定し、据え付け時の温度、縦断勾配、据え付け誤差等を吸収出来るように配慮した。(写真-33)

底鋼板の添接は、埋殺し部を節付き高力ボルト(ボルト両端部にネジ切りのある頭ナシの特殊高力ボルト(写真-34))、張出し部をトルシア形高力ボルトとした。鋼製パネル上での接合部高力ボルト本締め作業を可能と

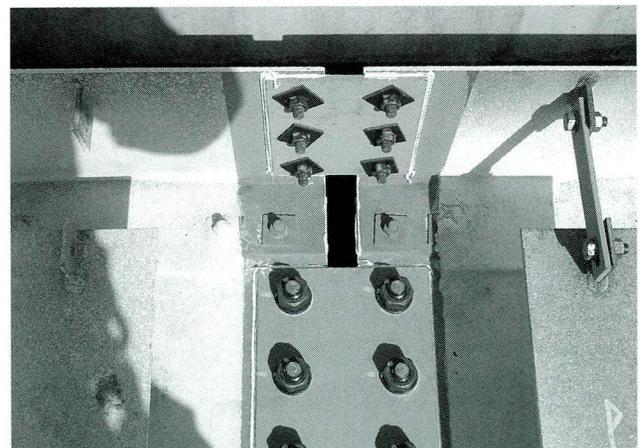
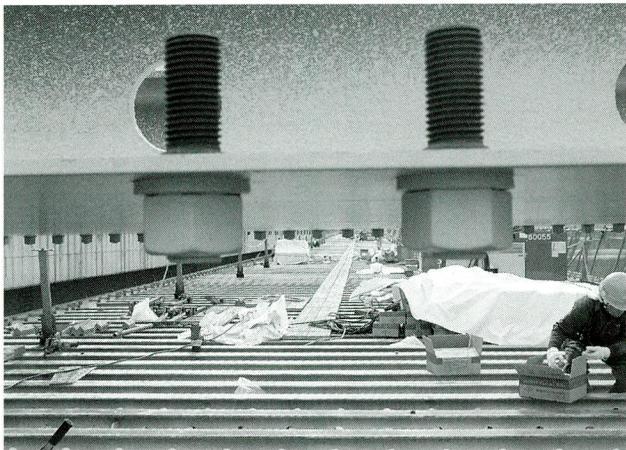


写真-33 調整パネル添接完了
張出し部TCボルト締め完了

するために1面摩擦接合を採用し、ボルト部は予め工場製作時に取り付けておくこととした。なお、高力ボルトは、一次防錆ボルトを使用することで、現地搬入までの期間に錆びないように配慮した。また、高力ボルトの締め付けの品質管理は、ナット回転角法を用いた。

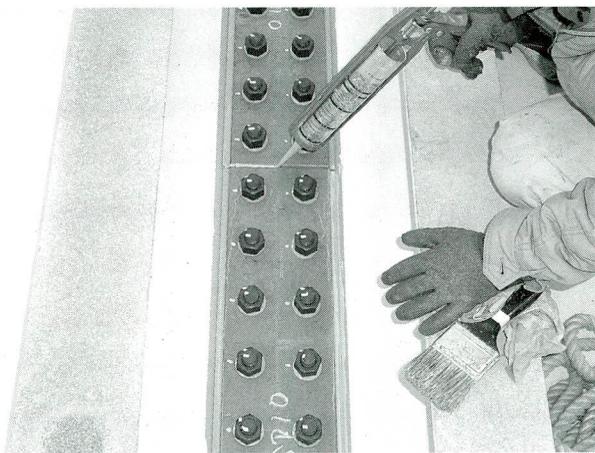
高力ボルトの本締め完了後、コンクリート打込み時に



写真一34 埋殺し部節付きボルト



写真一36 側板通り調整状況



写真一35 添接部シール状況
節付きボルト本締め完了

おけるノロ漏れを防止するため、添接部の周囲を止水（シール）処理することとした。（写真一35）

（3）側鋼板の調整

鋼製パネルの据付けが完了すると、壁高欄の出来栄を左右する側鋼板の立ちと前後の通りをジャッキにて調整し、固定金具により固定した。（写真一36）

（4）鋼製パネル上面部（コンクリート接触面）の塗装

本橋では添接部の止水処理完了後、添接部の塗装を行ったが、鋼製パネル上面部は、コンクリート接触面であることから、通常塗装は不要となる。しかしながら、将来、万一のコンクリートからの雨水等の進入と冬季における凍結防止材の散布による影響に備え、下記の要求性能を満足するポリマーセメント系の材料（金属溶射はコスト面で不経済）を用いた防錆処理を行うこととした。添接部以外については工場にて塗装を行った。

- ①止水効果
- ②コンクリート、鉄の付着性能
- ③伸縮による追随性
- ④耐塩害性

本橋で使用したポリマーセメント系の材料は、マグネエマルジョン（液体のポリアクリル酸エステル系複合高分子）とマグネコンパウンド（セメント＋細骨材）を1：3の割合で現場配合して使用するものであり、コンクリート系床版の下面やRC橋脚巻き立ての耐震補強、鋼製構造物の防錆などに幅広く使用されている。

以下に主な材料特性を示す。

- ①耐候性、耐摩耗性、耐アルカリ性
- ②耐塩害、凍結融解抵抗性、中性化抑止
- ③コンクリート、鉄の付着性
- ④ひび割れ追随性
- ⑤鉄に塗布したときの疲労性
- ⑥止水性

使用材料の品質管理として、素地調整、中塗り 900g/m² 500μm、上塗り 900g/m² 各層 500μm の管理を行い、吹付工法で施工した。また、材料は水溶性であるため、雨天は作業中止とし、水分が施工箇所に残っている場合には、確実に除去した。なお、セメント同様に水和反応で硬化するため、塗装間隔は1～10日とした。（写真一37）

外面塗装については、景観に配慮して桁外面塗装と同じ仕様とした。コンクリート接触面、外面ともに工場にて塗装可能な範囲については施し、現場においては添接部のみの施工とした。（写真一38）

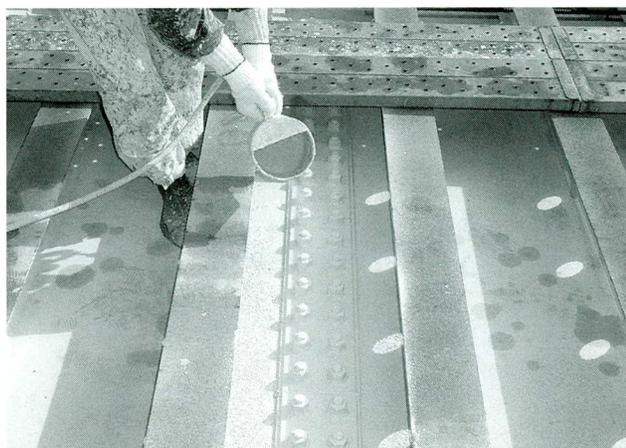


写真-37 マグネライン吹付状況



写真-38 調整パネル部外面塗装完了

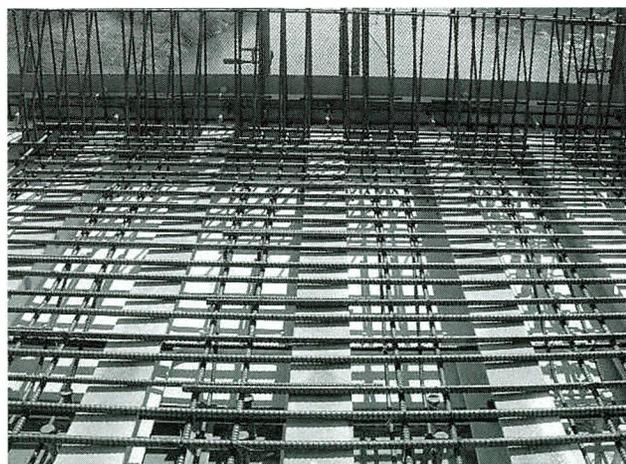


写真-39 鉄筋組立完了(支点補強部)

(5) 鉄筋組立

鋼製パネルは、鋼製の型枠材であるとともに、鉄筋としての役割も担うことから、その鉄筋量は通常のRC床版の半分程度となり、鉄筋の組立作業の省力化に大きく

寄与している。(写真-39)

(6) コンクリートの配合

合成床版に使用するコンクリートは、耐久性とフレッシュコンクリートのワーカビリティおよび充てん性の確保に配慮し、膨張材と高性能AE減水剤を添加した配合とした。また、壁高欄のコンクリートにも、初期ひび割れの防止に配慮し、膨張材を添加した。(表-6,7)

なお、膨張コンクリートの膨張性の確認は、試験練りに実施し、「コンクリート施工管理要領」(日本道路公団)膨張コンクリートの規格値 $150 \times 10^{-6} \leq 250 \times 10^{-6}$ を満足することを確認した。

表-6 基本配合条件

| 種別 | 設計基準強度 σ_{ck} (N/mm ²) | スランプ (cm) | 目標空気量 (%) | セメントの種類 | 最大塩化物含有量 (g/m ³) | 単位混和剤量 (%) |
|------------------|-------------------------------------------|-----------|-----------|---------|------------------------------|------------|
| 床版コンクリート A1-3(A) | 30 | 12.0±2.5 | 4.5±0.5 | N | 300 | C×1.1 |
| 壁高欄コンクリート A1-1 | 30 | 8.0±2.5 | 4.5±0.5 | N | 300 | C×1.0 |

表-7 基本配合

| 種別 | 水セメント比 | 細骨材率 | 単位量(kg/m ³) | | | | AD(g/m ³) | |
|------------------|---------|---------|-------------------------|-----|-----|------|-----------------------|------|
| | W/C (%) | S/a (%) | W | C | S | G | E | AD |
| 床版コンクリート A1-3(A) | 46.0 | 41.4 | 152 | 311 | 743 | 1063 | 20 | 3640 |
| 壁高欄コンクリート A1-1 | 46.0 | 39.9 | 163 | 335 | 696 | 1061 | 20 | 3780 |

※壁高欄はAE減水剤(標準1種)ポゾリスNo.70 比重 1.065

(7) コンクリート打込み、締固め

合成床版コンクリートの打込み順序の検討は、打込み後のコンクリートに有害な引張り応力のかからないような図-23に示す順序とした。

コンクリートの打込み要領は、現場条件より、河川敷からのブームによる打込みとP4側からの配管による打込みの2つの方法を採用した。最大配管長は打設区画②(P2~P3間)で95mとなり、事前に施工検討を実施したが、圧送作業によるスランプ低下等の問題はなく、実施工でも問題は発生しなかった。また、打込み速度は、午前中に打込み作業を完了できるように、30m³/h~40m³/hとした。(写真-40,41)

打込みの手順は、基本的に縦断勾配の低い方から高い方へ向かって施工するとともに、断面で見るときに床版支間部を先行して打込み、その後張出し部の低い側、高い側の順で施工した。これは張出し部の鋼製パネルが、

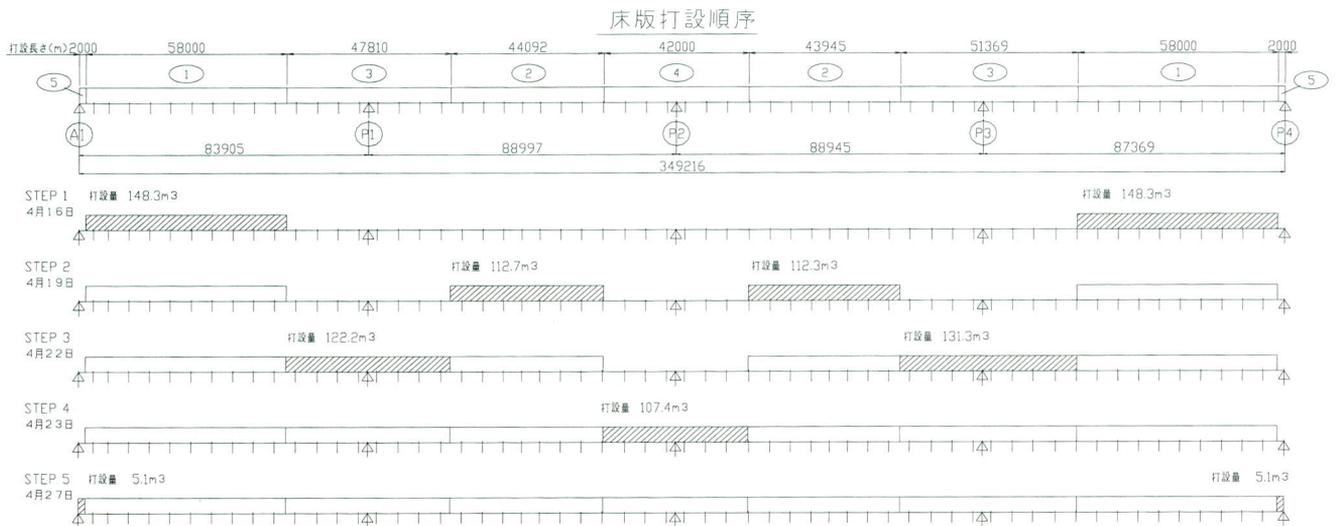


図-23 床版打設順序・区画図

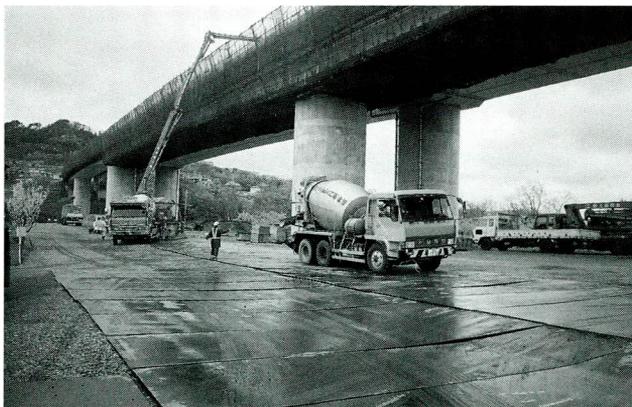


写真-40 第1,2径間ブーム打設

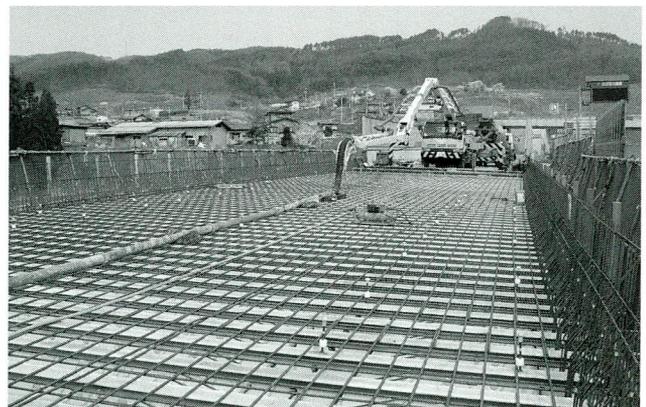


写真-41 第3,4径間配管打設

コンクリート自重で過大にたわむことを避けるためである。(図-24)

コンクリート打込み時、床版厚を管理するための床版厚検測棒を設置したが、撤去時にコンクリート表面に弱点を作らないように、発泡スチロールで型枠を作り、打込み後に検測棒はこの下端から切断し、その部分は無収縮モルタルにて補修した。(写真-42)

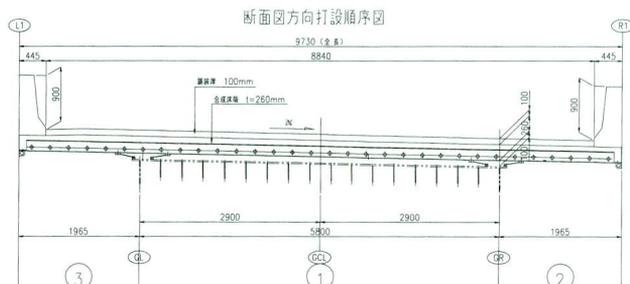


図-24 断面方向打設順序図

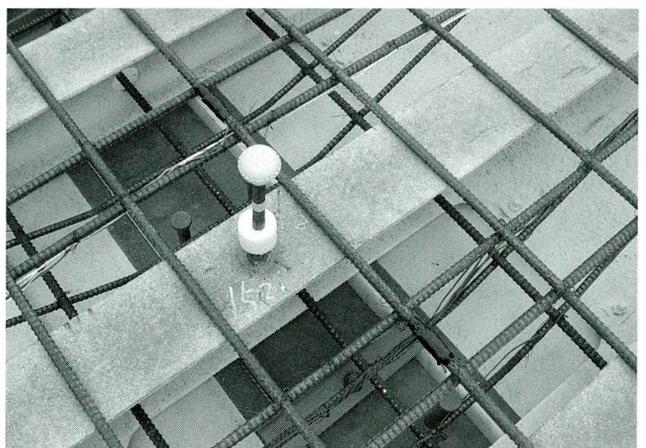


写真-42 床版厚検測棒

ートが、十分に充てんされるよう作業員への締固めの指示等の管理に重点を置く必要があり、前者については、高性能AE減水剤の添加とTビームウェブにφ60のパーフォンド孔を設け、Tビーム間を流動するようにした。また、後者については、施工において、コンクリートの流動性を確認するとともに、バイブレーターをかける作業員に特に注意を払って管理した。締固め作業は、φ41の高周波バイブレーター2台を先行締固めとし、その後ろからφ30のバイブレーターで再度締固めを行った。なお、バイブレーターのかけすぎは、材料分離を引き起こすおそれのあることから、目視で確認しながら、目安として3～5秒で施工した。(写真-43)

締固め後の表面処理は養生剤を散布し、トロウエルで仕上げた後、金ゴテ仕上げを行った。なお、金ゴテ仕上げとしたのは、防水層との付着性能を満足させるためである。(写真-44)

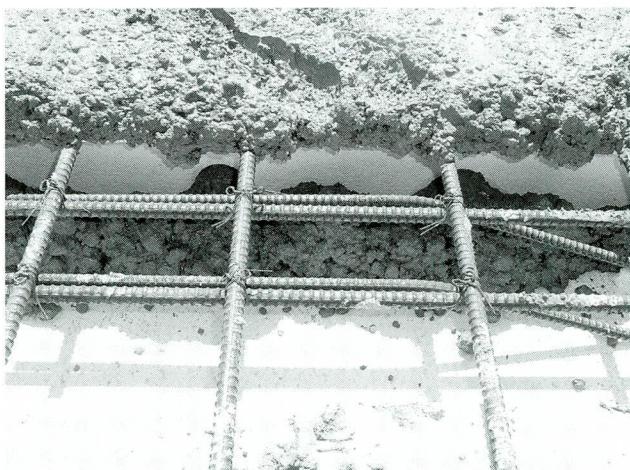


写真-43 パーフォンド孔流動状況

壁高欄との打継ぎ面には凝結遅延剤を散布し、コンクリート打込み後の弱点にならないようにした。なお、壁高欄の型枠組立前とコンクリート打込み前には十分に清掃し、不純物を除去した。(写真-45)

(8) コンクリートの養生

コンクリートの養生は、マット敷設後、散水を行い、全ての区画において5日間以上湿潤状態を保った後、養生を終了した。なおコンクリート硬化時の水和熱による乾燥を防ぐため、コンクリート材齢1,2日目は特に注意し、2～3時間ごとに確認し、散水を行った。(写真-47)

合成床版は、耐久性や施工性において優れた構造であるが、コンクリート打込み前に雨が降り、鋼製パネル内に雨水がたまることもあった。(写真-48) 通常の木製型枠であれば、一部型枠をはずして水を抜くことが出来るが、今回はそれが出来ずコンクリート打込み前に、この水をバキュームで除去する必要があった。



写真-45 壁高欄打継ぎ目遅延材散布完了



写真-44 床版天端養生材散布
トロウエルによる表面仕上げ

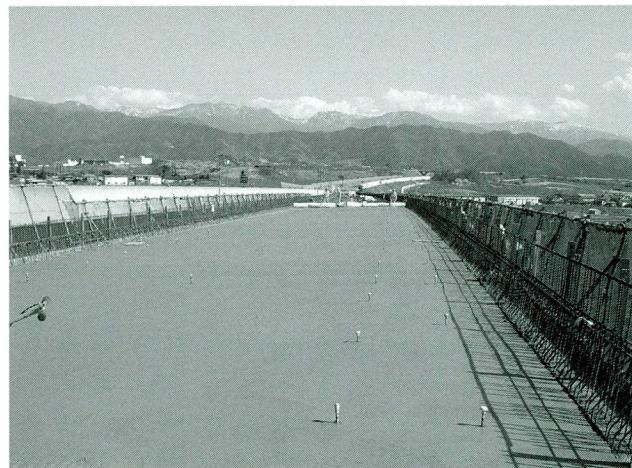


写真-46 床版打設完了



写真-47 養生マット敷設、散水養生

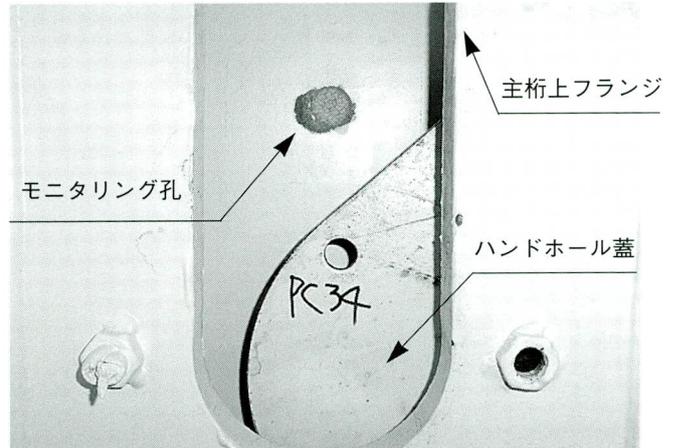


写真-49 箱桁内部モニタリング孔

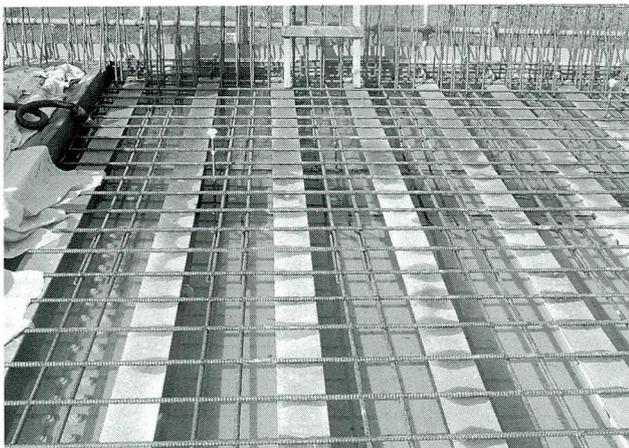


写真-48 打設前雨水滞留状況

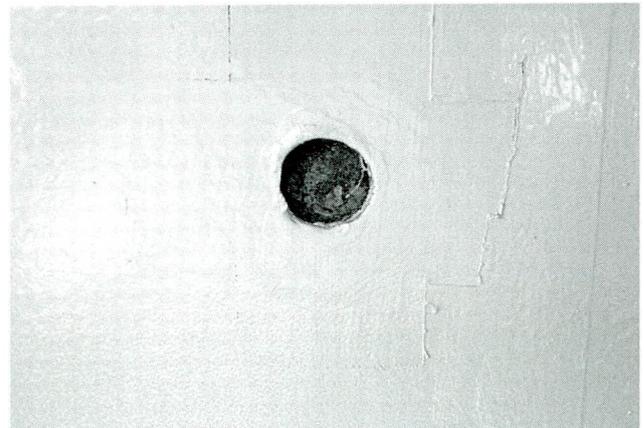


写真-50 張出し部モニタリング孔

(9) 漏水確認

設計段階で考慮し底鋼板に設けているφ24.5のモニタリング孔は、主桁上は縦横断の低い側ハンドホールの直上、張出し部は横断の低い側にあり、コンクリートの打込み後に万一、床版内に水が浸透した場合、確認出来るようにしている。したがって、通常ハンドホールはボルトにて締め付けて蓋をするが、この位置だけは蓋が回転して点検出来るようにしたもの、鋼製パネル架設時には、蓋をしておかないと施工中の雨が箱桁内部に入るので、この点に注意して施工した。また、合成床版のモニタリング孔は、テープなどで養生し打込み時のコンクリートが漏れないように配慮した。打込み直後の点検の様子を下記に示す。(写真-49, 50)

6. 壁高欄の施工

本橋の壁高欄の構造はフロリダタイプであり、本断面

形状はコンクリート打込み時に内型枠部に空気が残りやすく、その部分にジャンカが発生することがある。そこで、この部分の型枠は、空気を吸収することでジャンカの発生を防止できる布型枠とした。これは通常の型枠に布を貼り付けたもので、脱枠時の仕上がりが非常にきれいである。また、補修の手間も軽減することから採用した。(写真-51)

型枠施工時、橋面における材料運搬を効率的に行うため、白タイヤを装着したフォークリフトを使用した。なお、白タイヤを使用することで、床版コンクリート上面部の汚れの防止に配慮した。(写真-52)

コンクリートの打込み作業に先立ち、ポンプ車・アジデータ車の通行位置に床版天端養生のゴムマットを敷設した。(写真-53)

1区画のコンクリート打込み数量は、60m³以内、その速度は20m³/hとして施工したが、壁高欄の幅は狭く、鉄筋が密に配置されており、締め固めには長い時間を要するため、必要に応じて、打込み速度を落とすこととし



写真-51 布型枠



写真-52 白タイヤのフォークリフト

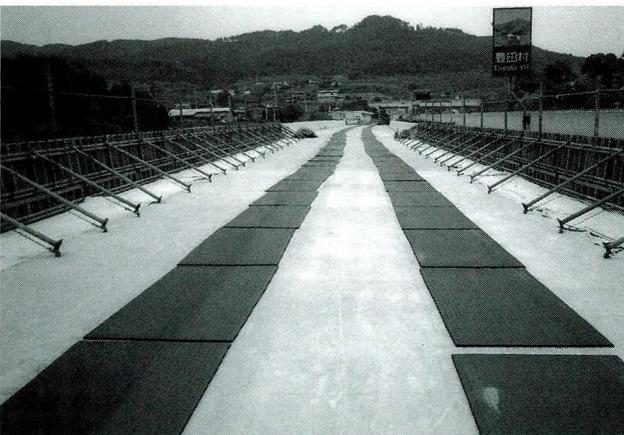


写真-53 養生ゴムマット敷設

た。また、左右の壁高欄コンクリートを均等に施工すること、ポンプ車の据え付け回数を極力減らすことに配慮し、下図の通り打込みを行った。なお、施工長12mがちょうど1車分4m³となるため、左右にブームを振る間に、アジデータの入れ替えを行った。左右を打込み、また左に戻るまでの所要時間は15分であり、床版施工同

様に十分締固め、散水養生を行った。(図-25)

コンクリート打込み時の止水の観点から、側鋼板と壁高欄木製側枠との境界部に面木を打ち、脱型後にシールを施工した。これは、側枠と壁高欄の外表面は一致しており、側鋼板の板厚が6mmであることから、クラックがここから入り水の進入の恐れがあったためである。なお、脱型後に、この部分を清掃し、プライマー塗布後、シール処理を行った。(図-25、写真-54)

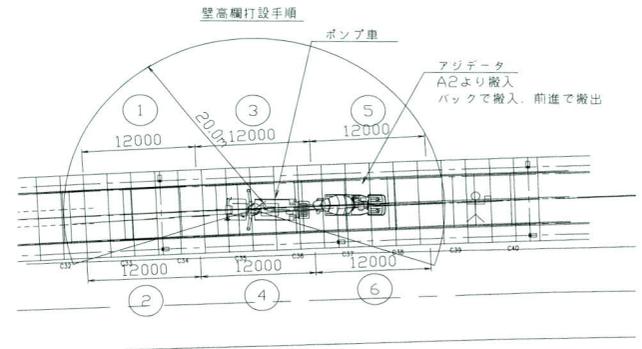


図-25 壁高欄コンクリート打込み手順

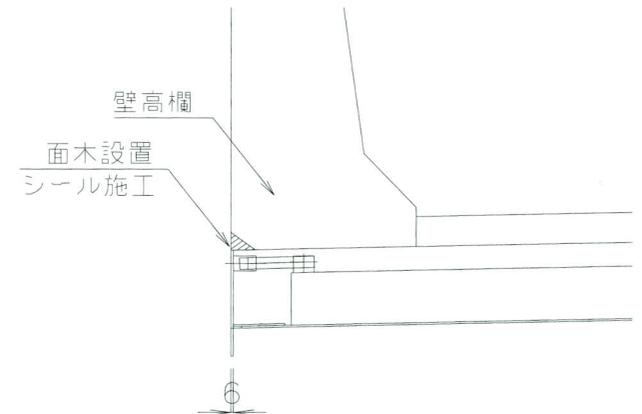


図-26 壁高欄・側板継ぎ目シール位置

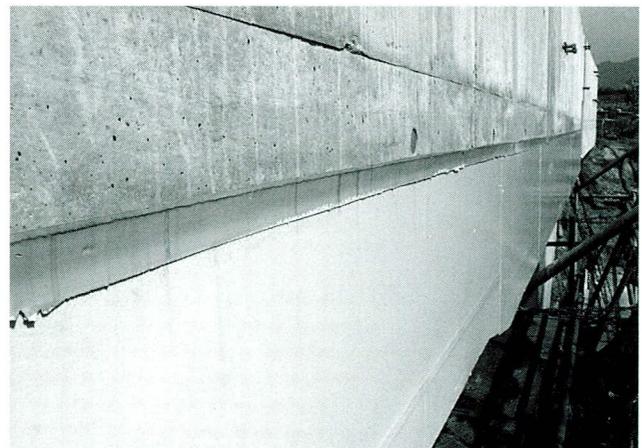


写真-54 壁高欄・側板継ぎ目シール完了

壁高欄内に配置される管路は設計上、壁高欄主筋の上に配置されていたが、一般部においては主筋の下に管路を通すこととした。ただし、自発光デリニエータ部については、構造上やむを得ず、主筋の上に配置する必要があったため、管を曲げて対処した。(写真-55, 56)

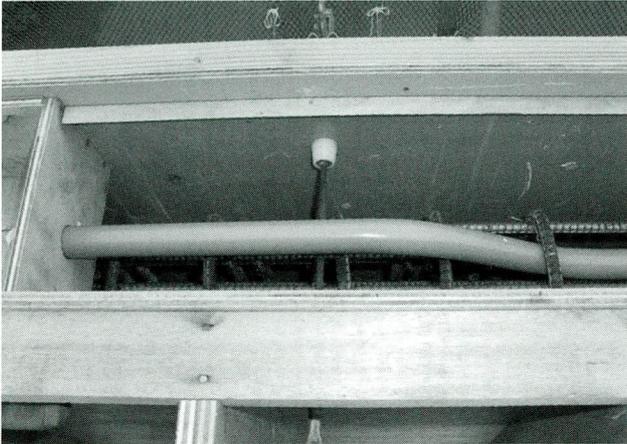


写真-55 壁高欄天端管路配置完了

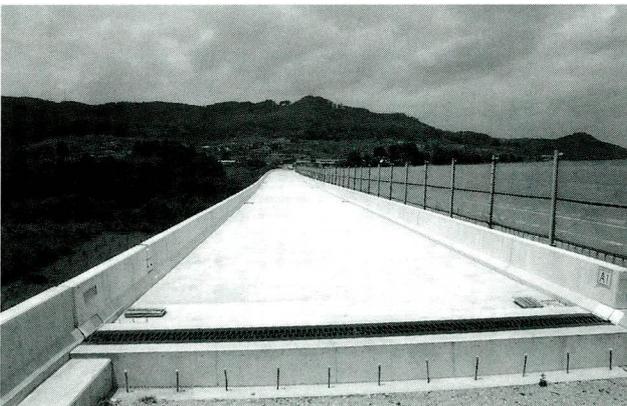


写真-56 壁高欄打設完了

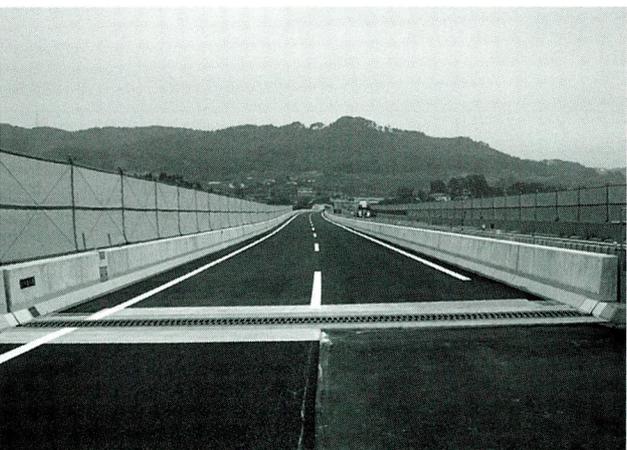


写真-57 工事完了

7. おわりに

北千曲川橋Ⅱ期線工事は、平成14年10月の現場着手より約2年の工期を要して施工を完了した。本工事で採用した中間支点部剛構造は、支承の省略を可能とするとともに、「耐震性・耐久性の向上」および「維持管理の低減」という優れた利点を有している。その要求性能を満足させるため、柱頭部に高流動コンクリートを使用することとし、施工性やコンクリート充てん性の確保などの課題について検討を行った。「厳冬期における高流動コンクリート施工」をキーワードに、配合、マスコンクリートの温度管理、施工方法、品質管理および養生方法を十分に検討することで、実構造物の施工においてこれらの課題を克服することが出来たと考えている。なお、高流動コンクリートは外気温等に非常に敏感であることから、今後は、暑中施工におけるコンクリート性状の把握とその施工管理における留意点について検討したいと考えており、その中でも特に、セメント量の多い富配合コンクリートに起因する温度応力度の把握とひび割れ防止対策に向けて検討したいと考えている。

また、合成床版を採用することで、死荷重の低減による耐震性の向上、コスト縮減および工期短縮が可能となり、特に現場施工の省力化と工程の短縮には、目を見張るものがあった。しかし、添接部高力ボルトの締結方式、合成床版と鋼桁との取り合い、側鋼板構造、鉄筋の配筋位置および足場構造など、今後に向けた課題も残っており、合成床版の更なる発展に向けて取り組んでいく必要がある。

最後に、本工事の施工にあたり、長岡技術科学大学の長井正嗣教授、丸山久一教授、日本道路公団信越工事事務所の坂本前所長、上條所長、笹井工事長には多大なご指導を賜りました。ここに記して深謝いたします。

<参考文献>

- 1) 角昌隆ほか：千曲川橋の複合剛結部の設計について、土木学会第51回年次技術講演会概要集，I-A451，平成8年9月
- 2) 日本道路公団 設計要領第二集：9章 複合構造，平成10年7月
- 3) 4) 土木学会 コンクリートライブラリー93：高流動コンクリート施工指針，平成10年7月

2005.2.7 受付

OSMOS システムによる実橋モニタリング報告

Bridge Monitoring with the OSMOS System

岩下 宏*¹ 山下 久生*² 能登 宥愿*³
 Hiroshi IWASHITA Hisao YAMASHITA Hiroyoshi NOTO

Summary

By installing OSMOS sensors connected with optical fiber cables on an actual bridge, how the bridge members are affected by live loads, natural phenomenon including earthquakes, typhoons, and temperature variations were monitored. The monitored data should be analyzed to corresponding loads. By examining the validity and usefulness of the data, the authors hope that the monitoring method becomes widely used.

キーワード：維持管理、OSMOS、モニタリング

1. まえがき

交通供用下における橋梁の維持管理は必要不可欠である。維持管理は自治体により異なるが、概ね日常点検・定期点検・臨時点検に分類され、必要に応じて実施される。

しかし我が国では、高齢化・少子化が進行しており、市街地のみならず山間部・高所での点検作業には、労働力の不足が懸念されている。また近い将来、高度成長期に架設された橋梁が半世紀を迎える。

そこで、橋梁に必要な維持管理を省力化し、かつ効率良く実施できるモニタリングシステムを構築することが、我が国の時代背景に適合していると思われ、利用の拡大が期待されている。

ここで取り上げるモニタリングシステムとは、一般的に交通供用下にある橋梁部材にセンサーを取り付け、橋梁部材に影響を及ぼす挙動を、時系列に監視し記録するシステムである。

その結果を受け、システム担当者や保全技術者は、部材がいかなる挙動をしているのか、橋梁のそばにいなくとも、遠隔地から知ることができる。

本稿では、宮地技報第16号¹⁾、第17号²⁾にて報告した、光学ストランドセンサーによるモニタリングシステム“OSMOS(Optical Strand Monitoring System)”を実橋に設置し、そこで採取したデータの有効性について検証する。また、設置における課題とその対策について述べ、さらに、データの妥当性について、解析による検証を試みる。

具体的には、次のように報告する。

- ①橋梁のモニタリング項目
- ②OSMOSの設置における種々の課題
- ③モニタリングデータの採取状況
- ④採取したモニタリングデータの妥当性確認

2. 橋梁のモニタリング項目

OSMOSを設置するにあたり、事前に荷重等により、どのようなデータが得られるのか、またその妥当性がどの程度なのかを確かめることは、重要な項目である。

橋梁のモニタリングでは、交通供用下において橋梁の部材に影響を及ぼす荷重に関し、時系列の挙動を得るのが目標だと考える。

上部工に限ると、それらの荷重は表-1のように、自然の現象と人為的な荷重に分類できる。

表-1 部材に影響を及ぼす荷重

| | 荷重 |
|--------|--------------------------------|
| 自然現象 | 風、温度変化、地震、雪 |
| 人為的な荷重 | 活荷重、衝突荷重 補修・補強工事の際に生じる部材の交換 |

自然現象、例えば地震が発生した場合、目視による点検をするかしないかの判断を必要とする時に、その拠り所とするためのデータは有効性が高いと思われる。

*¹技術本部技術研究所技術開発課

*²技術本部技術研究所技術開発課課長代理

*³技術本部技術研究所長

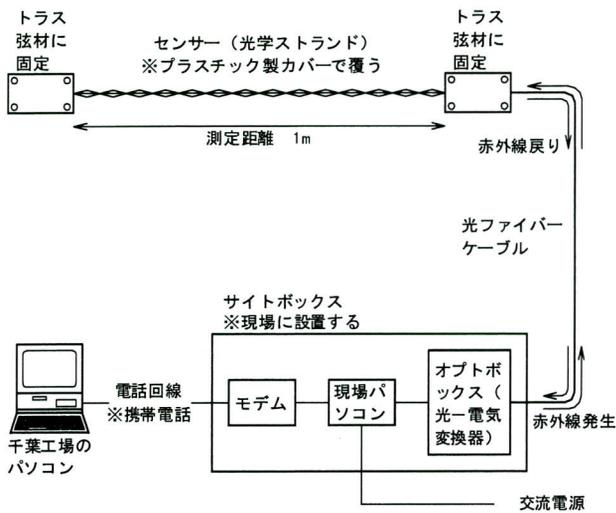


図-1 OSMOSシステムの設置概要図

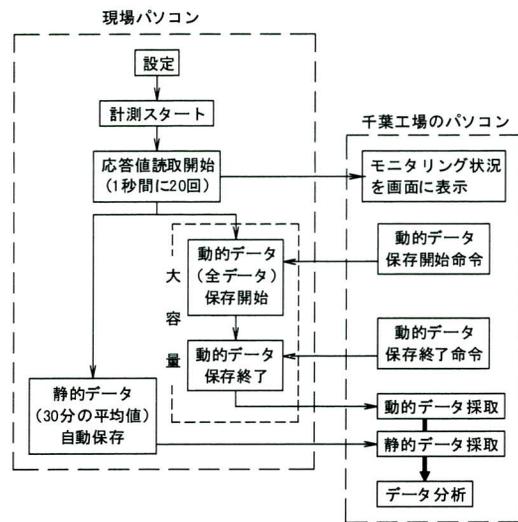


図-2 データ採取状況

人為的な荷重、例えば車両どうしの衝突による変位挙動、火災による異常な温度上昇、さらに疲労損傷に伴う大きな変位挙動などが、遠隔地でも瞬時に分かることは、交通止めのタイミングを決めたり、2次被害の発生を防いだりする利点がある。

3. OSMOSの設置における種々の課題

2項で記述した目標に対し、実際の交通供用下におけるデータを採取するために、今回、片側1車線のトラス橋にOSMOSセンサー（以下、OSMOSとする）を設置することとした。その背景として、この橋梁の特徴を以下に示す。

- ① 供用してから40年以上経過している。
 - ② 海に近いので、常に海風にさらされる。
 - ③ 通行車両としては、大型車両が頻繁に通過する。
- まず設置作業にあたって留意したのは以下の項目である。
- ① 光学ストランドセンサー部は、プラスチック製のカバーで覆い保護する。
 - ② 光ファイバーケーブルの曲率を規定値以下とする。
 - ③ 配線は、道路交通の邪魔にならないよう固定する。
 - ④ オプトボックス（光-電気の変換機）の設置は、振動によって位置がずれないように慎重に行う。

またモニタリングの実施にあたって、留意したのは以下の項目である。

- ① いつ地震が発生するか予測できないので、できる限り動的データを保存しつづける。
- ② 動的データの連続保存は、パソコンの内部記憶容量を大

量に使うので、月に一度現地にデータを吸い上げに行く。なお部材温度は、同じ部材に熱電対を取りつけて計測した。

OSMOSをはじめとした測定機器、および周辺機器の設置状況を図-1に示す。

4. モニタリングデータの採取状況

モニタリングのデータ採取状況を図-2に示す。

OSMOSのデータ採取を制御するパソコンは、現地に設置する。このパソコンは、次の2種類のデータを記録・保存することができる。

- ① 1秒間に20個のデータ（以下、動的データとする）
- ② 30分間で平均したデータ（同、静的データとする）

モニタリングは、平成15年3月から開始した。そして、月1回の報告を行い、8月末にモニタリングを終了、その後撤去作業を行った。設置から撤去までのモニタリング期間中に発生した、強風・地震の発生状況を表-2に示す。

採取するデータ形式は、OSMOSが変位で、熱電対が温度である。OSMOSで得た変位の動的データおよび静的データを次項で紹介するとともに、妥当性について論じるものとする。

5. 採取したモニタリングデータの妥当性確認

採取した変位に関するモニタリングデータを、以下の5種類に分類して報告する。

- ① 長期的な挙動に関するデータ

モニタリング期間である平成15年3月から同年8月末までの静的データを、時系列にしたものである。

②夜間工事の影響に関するデータ

本橋梁はモニタリング期間中、夜間に片側車線を通行止めにし、工事を実施した。この工事による、部材への影響を検証する。

③活荷重に関するデータ

本橋は時刻を問わず大型車両が頻繁に通過する。これに朝夕の通勤ラッシュが重なった時に、部材がどういった挙動を示すのか検証する。

④地震に関するデータ

モニタリング期間中の3月～8月に、震度2の地震を6回観測した。地震荷重によってどういった影響が及んだのか検証する。

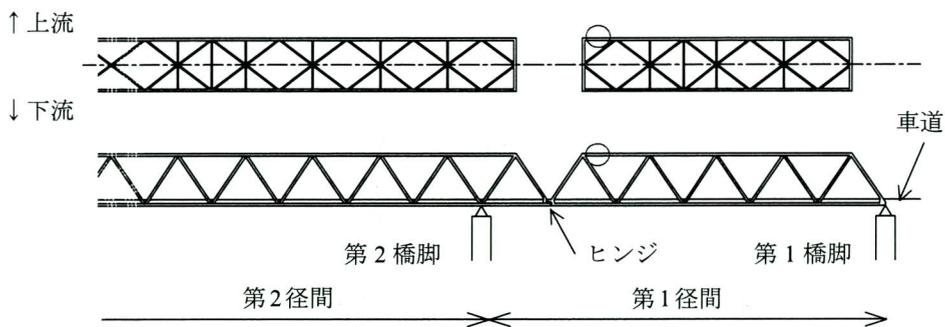
⑤台風に関するデータ

モニタリング期間中に、大きな勢力の台風が本橋付近を通過した。風荷重によってどういった影響が及んだのか検証する。

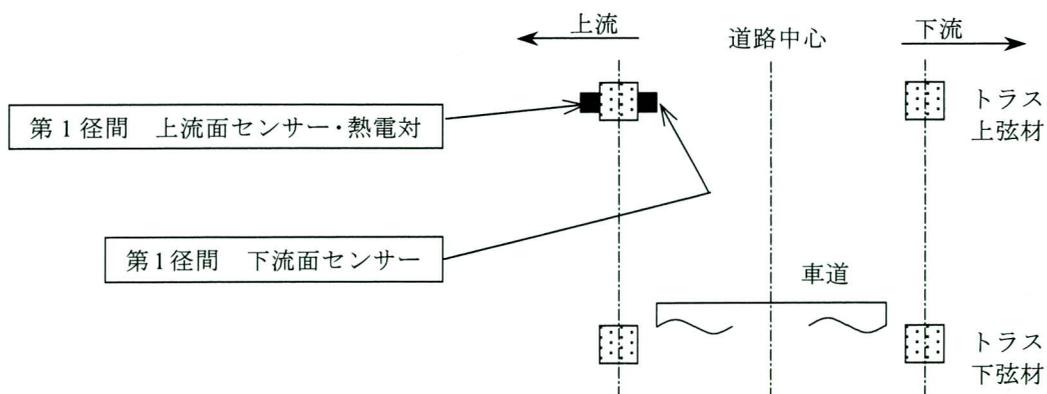
センサーを設置したトラス橋の概略図と、OSMOSの設置箇所を、図-3に示す。

表-2 モニタリング期間中に発生した強風・地震

| 月/日 | 現象 | 備考 |
|------|----|-----------------|
| 4/5 | 強風 | 最大瞬間風速30.8m/sec |
| 4/8 | 地震 | 震度2 |
| 4/25 | 地震 | 震度1 |
| 5/7 | 強風 | 最大瞬間風速20.1m/sec |
| 5/8 | 強風 | 最大瞬間風速24.7m/sec |
| 5/9 | 強風 | 最大瞬間風速22.4m/sec |
| 5/12 | 地震 | 震度1 |
| 5/17 | 地震 | 震度2 |
| 5/26 | 地震 | 震度2 |
| 5/31 | 強風 | 最大瞬間風速21.6m/sec |
| 6/6 | 地震 | 震度2 |
| 6/16 | 地震 | 震度1 |
| 6/20 | 強風 | 最大瞬間風速22.9m/sec |
| 7/4 | 強風 | 最大瞬間風速22.8m/sec |
| 7/17 | 地震 | 震度2 |
| 7/26 | 地震 | 震度1 |
| 7/26 | 強風 | 最大瞬間風速20.0m/sec |
| 7/27 | 強風 | 最大瞬間風速20.7m/sec |
| 8/4 | 地震 | 震度2 |
| 8/9 | 強風 | 最大瞬間風速25.9m/sec |

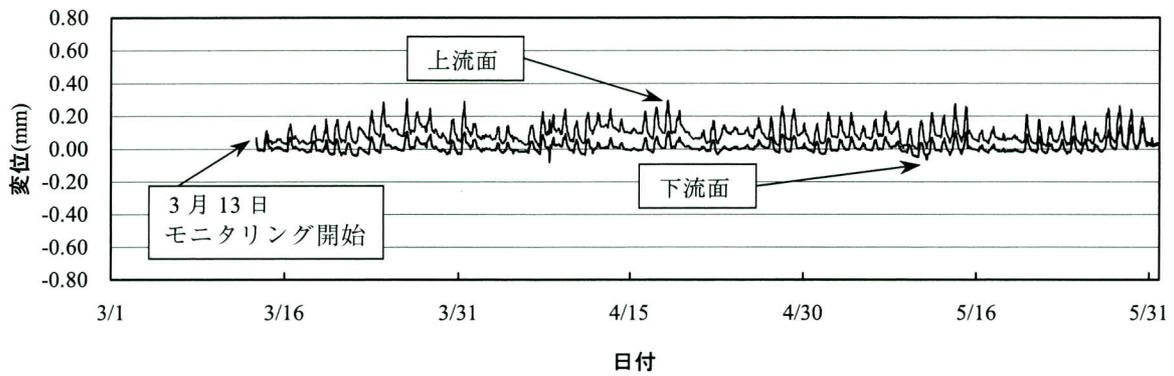


(a) 連続ゲルバートラス橋の概略図

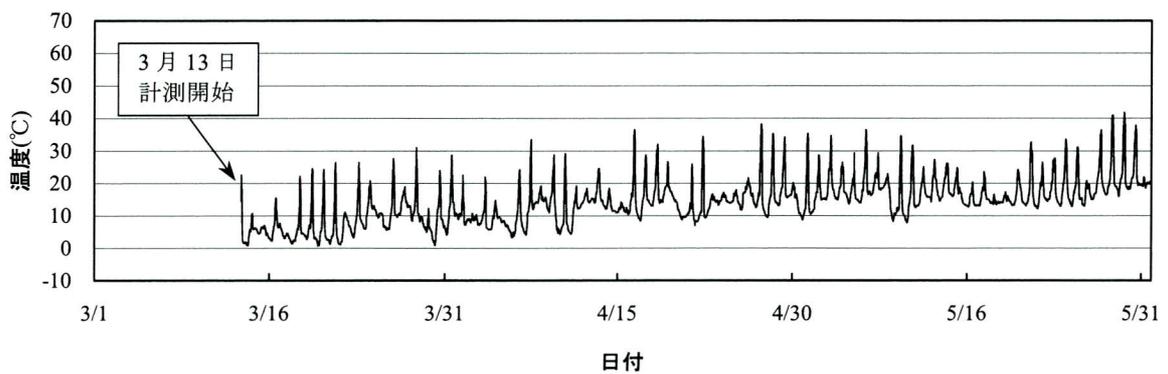


(b) 断面方向からの概略図

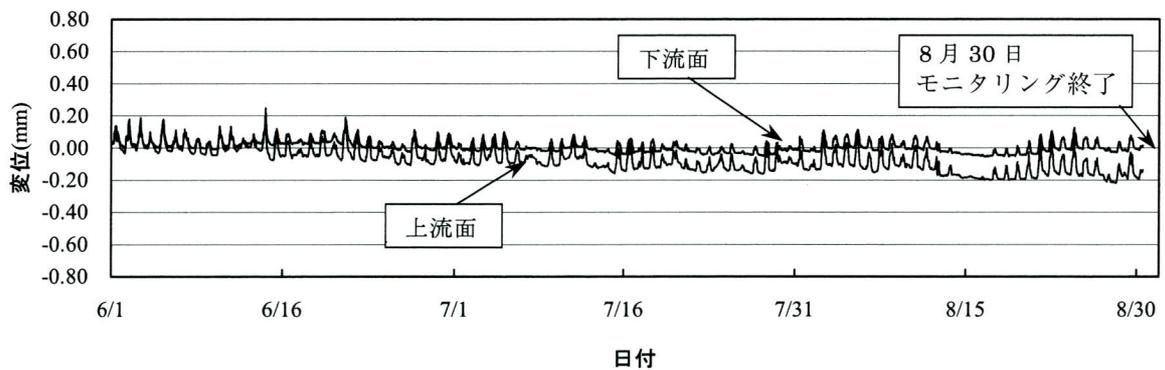
図-3 OSMOSセンサー位置図



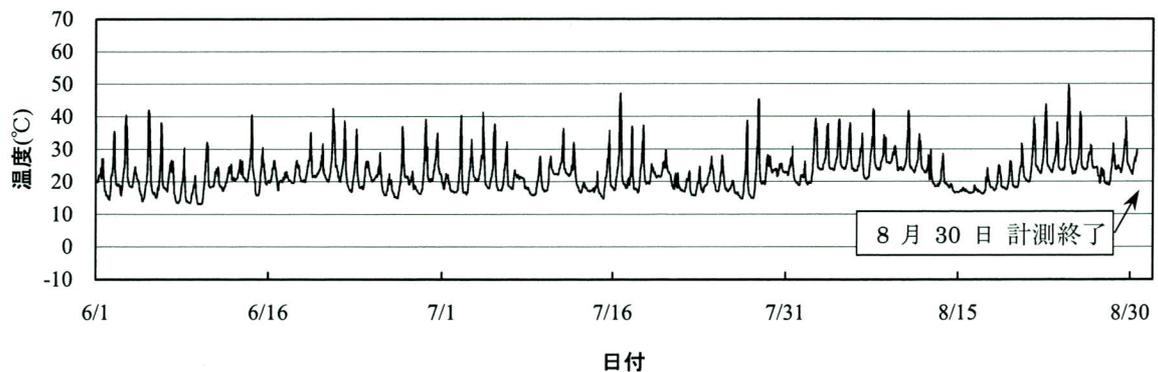
(a) 第1径間センサー設置部材の長期的挙動(その1)



(b) 上弦材の温度の長期的挙動(その1)

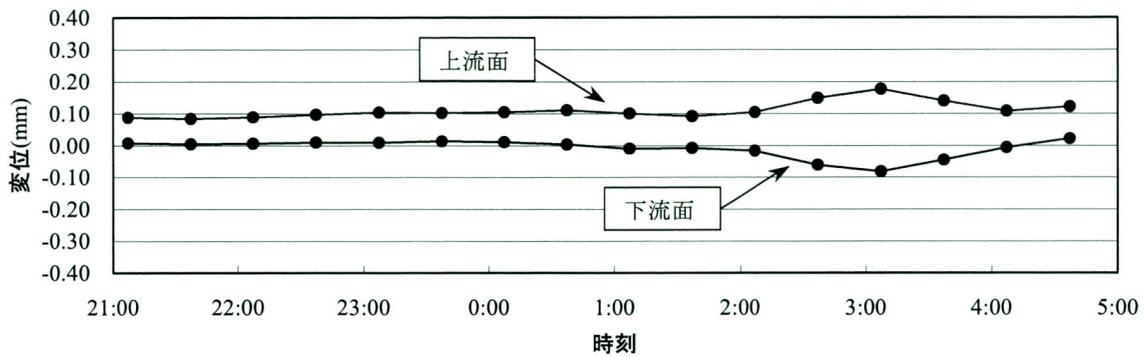


(c) 第1径間センサー設置部材の長期的挙動(その2)

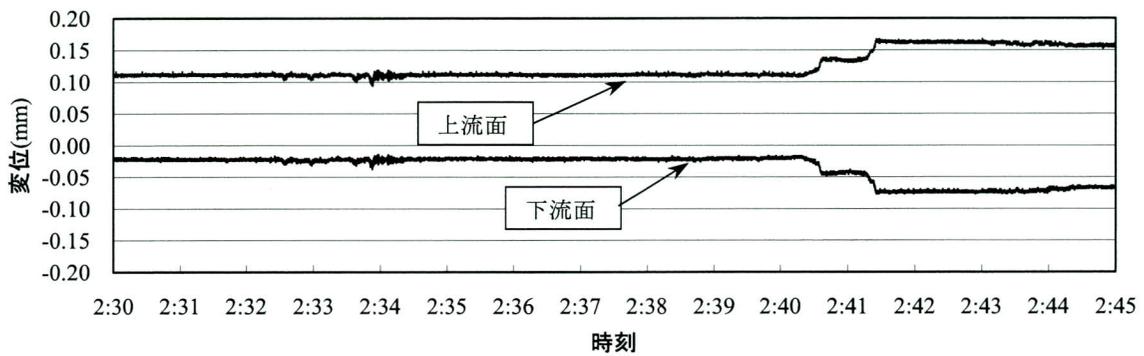


(d) 上弦材の温度の長期的挙動(その2)

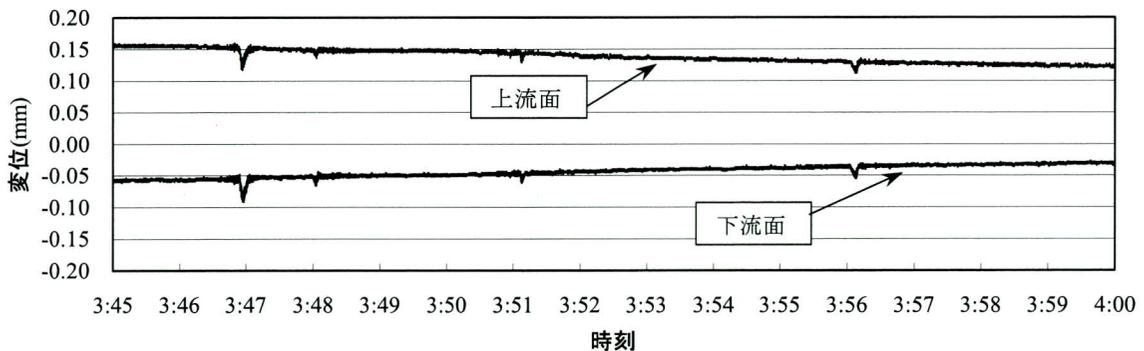
図-4 長期的なモニタリング結果



(a) 夜間工事における変位挙動の事例



(b) 拡大図(変位が急増する事例)



(c) 拡大図(変位が元の状態に戻る事例)

図-5 夜間工事中のモニタリング事例

(1) 変位挙動の長期的な推移

5ヶ月半のモニタリング期間における、変位と温度の経時挙動を図-4に示す。

図-4(a)と図-4(c)は、第1径間において、上弦材の上流面および下流面にそれぞれ設置したセンサーによる変位のモニタリング結果である。また図-4(b)と図-4(d)は、上弦材に設置した熱電対による温度挙動である。

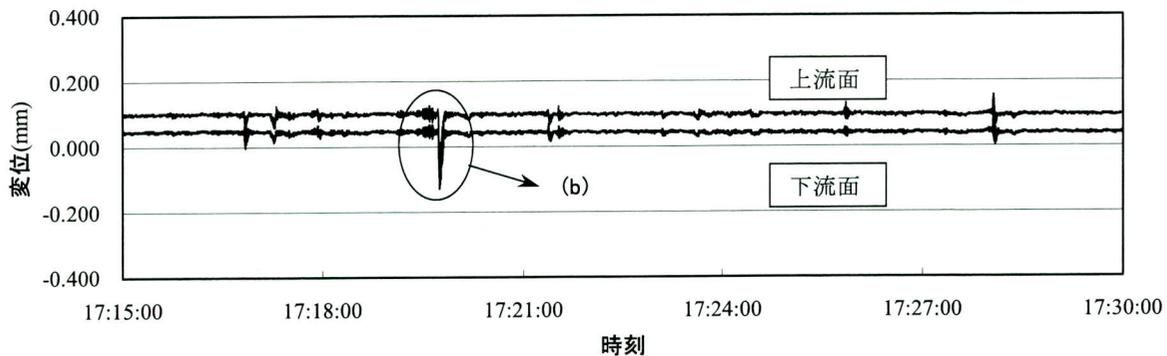
OSMOSセンサーが採取したデータは、主に温度変化に対応した挙動であった。これは、温度によって上弦材

が伸縮する様子を、センサーが的確に計測していると思われる。

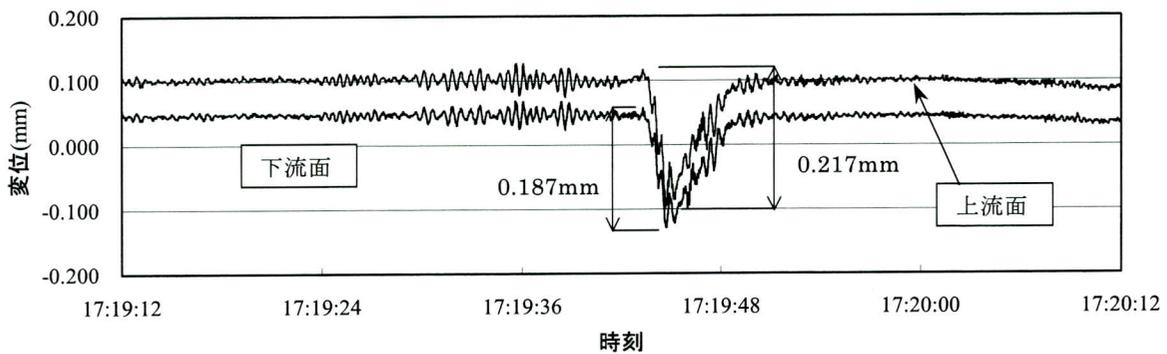
この年の7月～8月は気温が上昇せず、冷夏を象徴する期間であったが、その様子も表れている。このことから、温度と構造部材の傾向をつかんでおき、データの蓄積をしておく、仮に異常な挙動を示した時に、発見が容易になると考えられる。

(2) 夜間工事に伴う変位の挙動状況

図-5は、交通量が少なく、かつ温度が比較的安定し



(a) 大型車両通行時における変位の挙動事動



(b) 拡大図

図一6 大型車両通過時のモニタリング事例

ている夜の時間帯において、夜間工事と静的データおよび動的データの関連を表したものである。

図一5(a)に示した事例からは、午前2時から午前4時までの間に、上弦材に力が働いて、変位が一時的に変化したことがわかる。図一5(b)によると、曲げの発生は午前2時40分頃と判断できる。その大きさは上流面・下流面ともに約0.05mmであった。上流面が引張で、下流面が圧縮であったから、上弦材に曲げが発生したと思われる。しかし図一5(c)のように、午前4時頃には、曲げ発生以前の変位の水準まで回復しているのがわかる。

今回の場合、変位の水準が回復したことから、工事前後における大きな応力変動が無く、現状に戻ったのが確認された。

(3) 活荷重による影響について

図一6(a)と図一6(b)は平成15年5月27日の17時台におけるモニタリング事例である。筆者らは現地に常駐していなかったが、夕方の帰宅ラッシュ時間帯に積載重量の大きい車両が通過して、大きな変位挙動が生じた

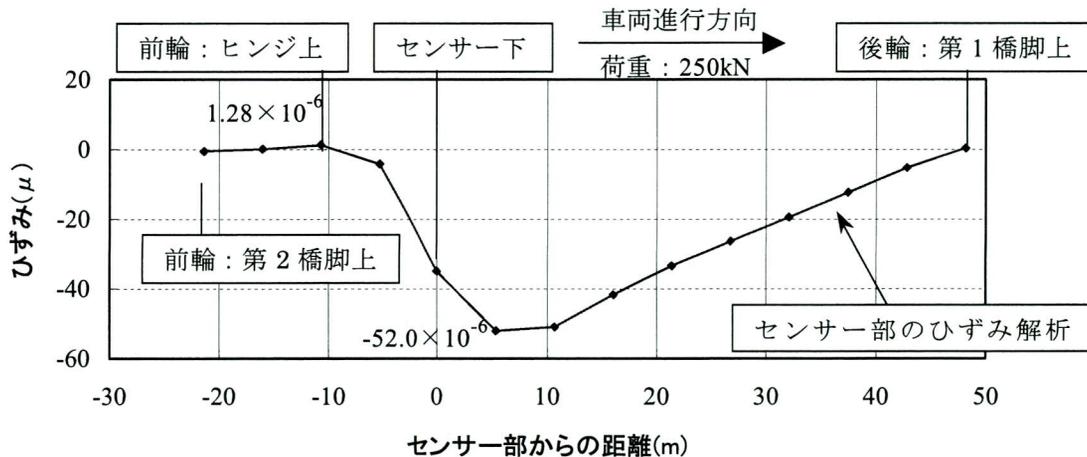
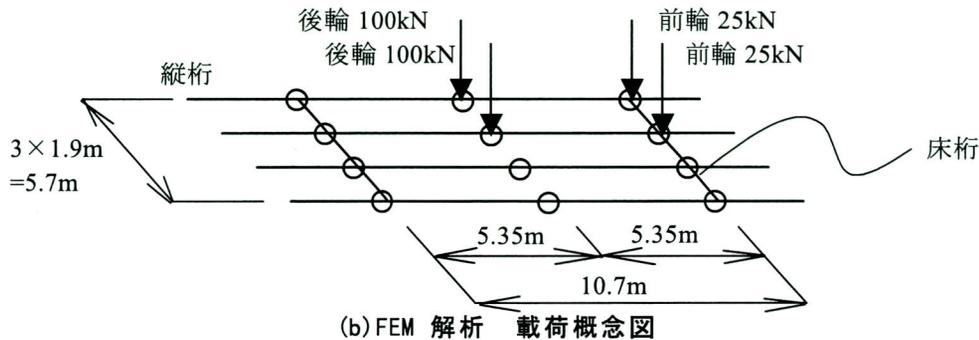
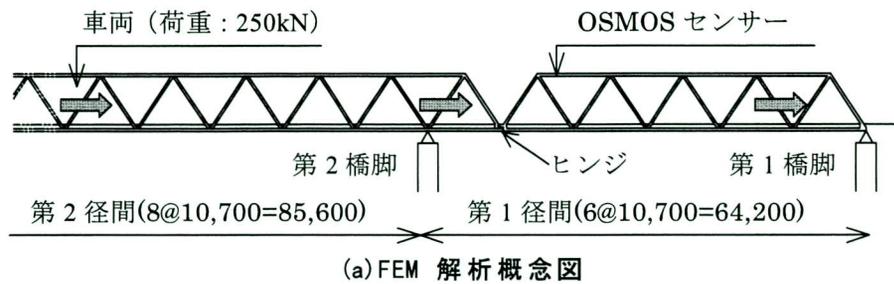
考えられる。

これはモニタリング期間中に、最も大きな変位の応答値を示した走行車両であり、その範囲は0.217mmであった。この値はひずみ換算で 217×10^{-6} ($0.217 / 1000 = 217 \times 10^{-6}$ 、1000mmはセンサーの元の長さ)、応力度換算で 43.4MPa ($\sigma = E \times \varepsilon = 2.0 \times 10^5 \times 217 \times 10^{-6} = 43.4 \text{N/mm}^2 \approx 434 \text{kgf/cm}^2$) であった。

この過積載車両の重量を推定するため、第1径間に25tf ($\approx 250 \text{kN}$)の車両1台が通過することを想定した解析計算を実施している(図一7)。

第1径間のヒンジ通過後に圧縮ひずみが増加し、センサー直下を通過後ピークに達した。その後第1橋脚到達まで漸減するのが確認された。解析計算で得られた波形は、過積載車両が通過したときのモニタリング結果と同じ傾向であった(図一6(b)と図一6(c))。

解析計算によるひずみ範囲は 53.3×10^{-6} であり、換算すると 10.7MPa ($\approx 107 \text{kgf/cm}^2$) であった。これはOSMOSセンサーによる計測結果の4分の1程度であった。したがって過積載車両は100tf ($\approx 1000 \text{kN}$)級の重量だと予測される。ただし実際は、大型車両の連行や対面通行、



(c) ひずみ解析結果

図-7 FEMによるひずみ解析

あるいは一般車両で満載になっていた可能性もあり、算出した重量は概略重量である。

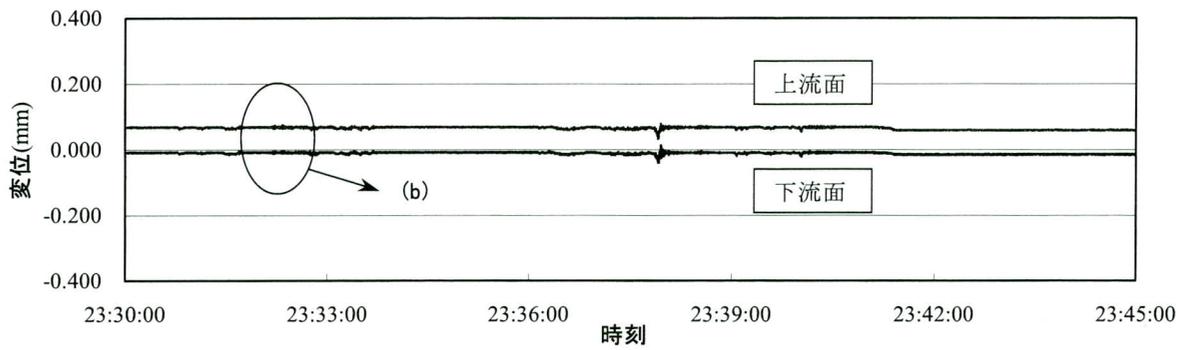
(4) 地震による影響について

モニタリング期間中、震度2の地震を6回受けた。その中から2つの事例を選び、図-8(a)~(d)に示す。同じ震度2と発表された地震でも、変位の応答は2倍以上違っていた。これは、震源地や震源の深さがそれぞれ異なっていたからであり、応答値は地震の入力方向、および地盤の硬さなどにより、影響の度合いが変わるものと考えられる。

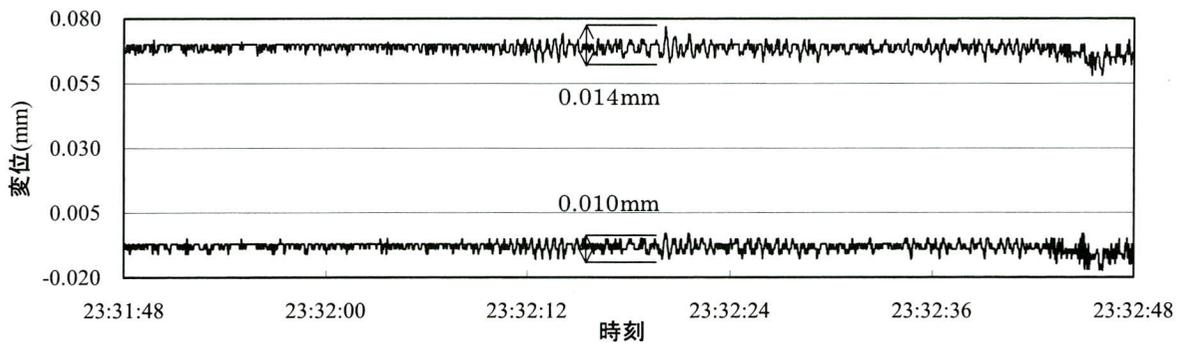
このように、気象台より発表される震度だけでは分からない、部材が直接受ける影響が分かるという有効性が確認された。

(5) 台風通過時の変位挙動

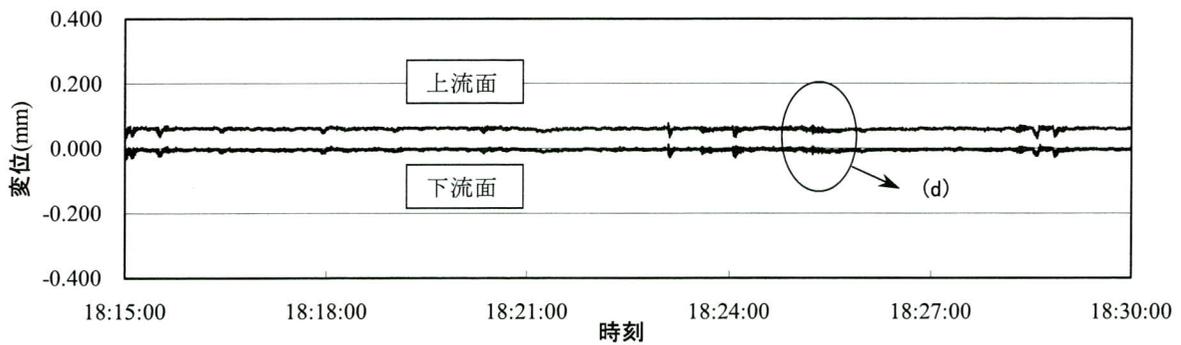
平成15年8月9日、台風10号が本橋を通過した。図-9(a)に当日を含む3日間の、日照量と風速の推移を示す。当日は日照が少なく、日中よりも夜の風速が大きかった。8日と10日は日照が多く穏やかな天気だった。ここでは静的データと動的データを用いて、台風がセンサー設置部材に及ぼした影響を検証する。



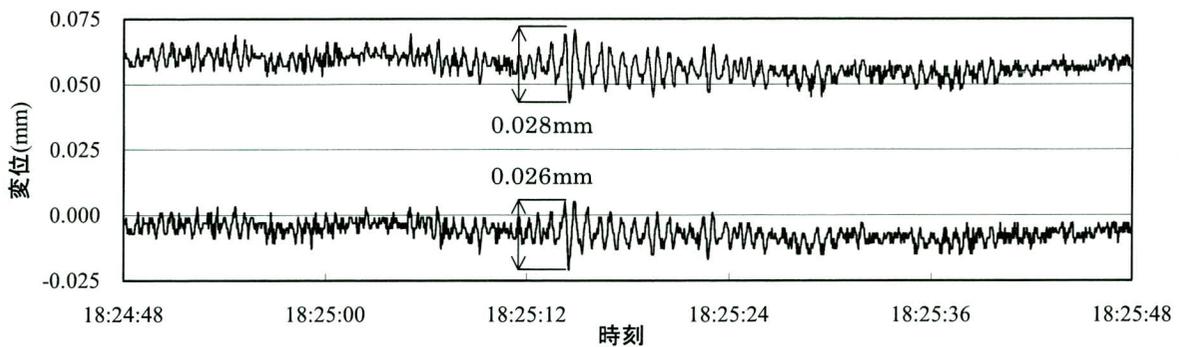
(a) 平成 15 年 5 月 17 日における地震発生前後の変位挙動



(b) (a) の拡大図



(c) 平成 15 年 5 月 26 日における地震発生前後の変位挙動



(d) (c) の拡大図

図-8 震度2の地震発生時のモニタリング事例

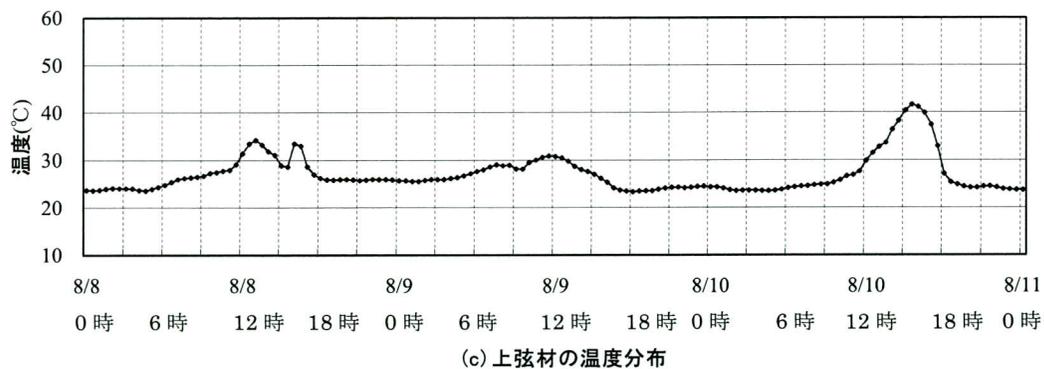
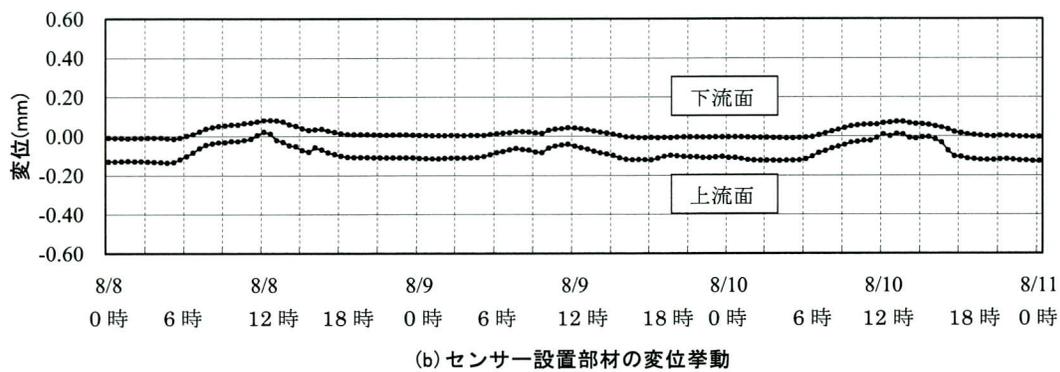
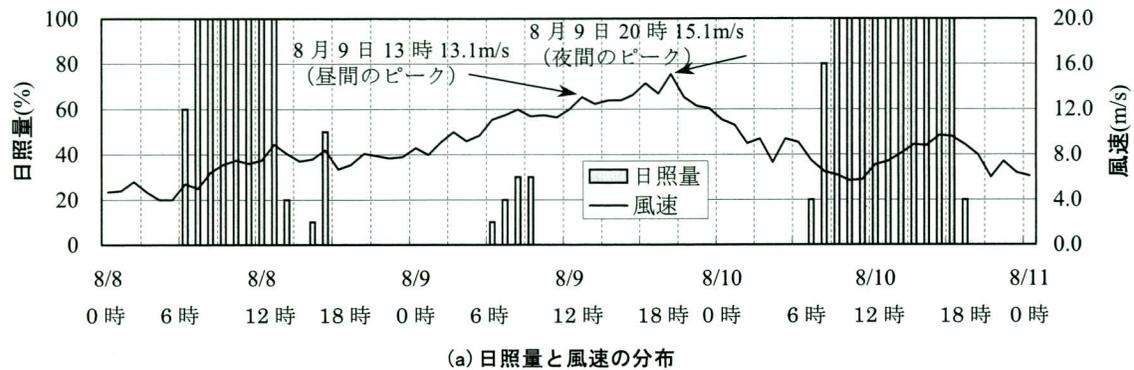
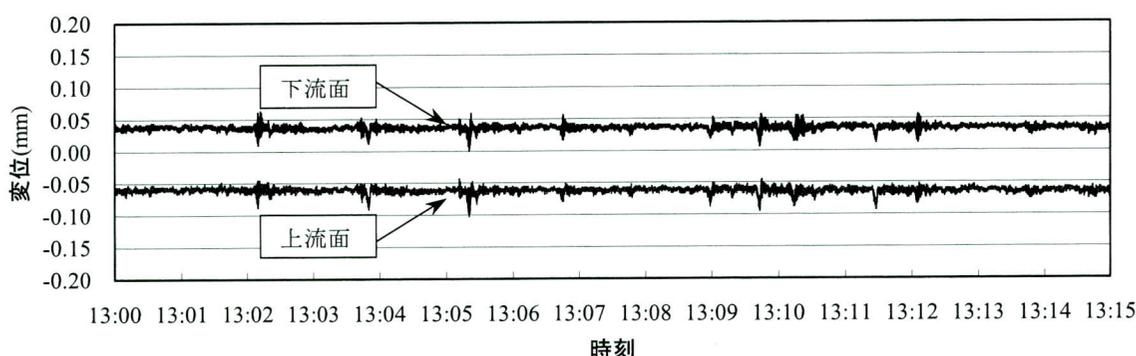


図-9 8月8日～8月10日の気象とモニタリング結果

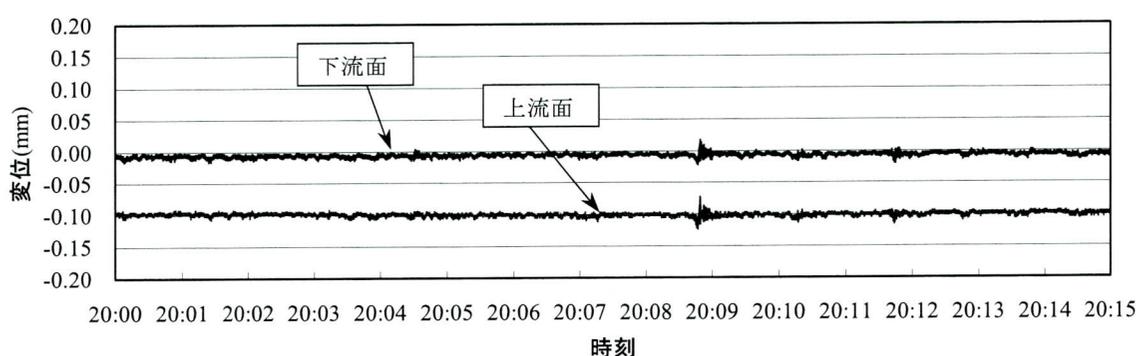
図-9(b)が、静的データを用いて、3日間の変位挙動を表したものであり、図-9(c)が温度変化である。日照がある時間帯には、上弦材の温度が著しく上昇しているのがわかる。図-9(b)と図-9(c)により、温度の上昇に合わせて引張の変位が生じるのがわかるが、台風通過中である9日の午後は、風速が大きくない他の時間帯と大きな変化はなかった。

図-10は、台風通過時の風速が大きい時間帯を選んで、動的データをまとめたものである。図-10(a)が昼

間のピークである13時すぎ、図-10(b)が夜間のピークである20時すぎであり、どちらも適度の交通流があったと思われる。台風通過時の変位挙動は、微小の増減を見せているが、大きな変位が生じるような挙動はなかった。台風前後における平穏状態の記録と照合した結果、風荷重の影響は確認できなかった。これは本橋がトラス形式で風が吹きぬけやすかったこと、台風の進路とセンサー取付方向がともに橋軸方向であったことが理由だと考えられる。



(a) 平成 15 年 8 月 9 日 13 時頃の変位挙動



(b) 平成 15 年 8 月 9 日 20 時頃の変位挙動

図一 10 台風通過時のモニタリング結果

6. あとがき

今回、実橋のモニタリングで取得したデータに関し、以下の知見を得ることができた。

- ①気温の上下に伴う部材の熱伸縮に対して、OSMOS のモニタリングデータは、温度に追従した挙動を示しており、的確に計測していた。
- ②工事に伴う部材の応力変化に対して、実用的な変位の応答を得ることができた。
- ③活荷重挙動に対して、実用的な変位の応答を得ることができた。また解析結果との照合により、走行車両の荷重が推測できることが分かった。
- ④同じ震度で比較して、2倍以上変位の応答が異なっていたように、発表される震度だけでは分からない、直接部材が受ける影響を知ることができた。
- ⑤風荷重による影響は見られなかった。理由は、この橋梁がトラス橋だったこと、および橋軸直角方向に吹かなかったことが考えられる。
これからの 10 年位は、東京オリンピック前後の高度

成長期に建設された橋梁が供用後半世紀を迎える。そのため、このような橋梁の管理者にとって、維持補修で供用を続けていくか、架け替えをするか、選択が必要になると思われる。OSMOS によるモニタリングシステムをより利用しやすいものとし、こうした需要に対応できるよう、改善していきたい。

最後に、関係各位には大変お世話になりました。誌面を借りて厚く御礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) 能登宥愿・中島一浩・澁谷敦：光センサーによるモニタリングシステム(OSMOS)の特徴と有効性、宮地技報No.16、pp.80-82、2000
- 2) 能登宥愿：OSMOS の使用方法と特徴、宮地技報No.17、pp.127-130、2001

2004.10.12 受付

座屈防止トラスを用いたトラベラクレーンによる架設 —大野大橋—

Traveler Crane Erection Using Interim Truss for Buckling Prevention - Ohno Bridge -

齊藤直政*¹ 中垣内龍二*²
Naomasa SAITO Ryuji NAKAGAITO

Summary

In this construction, the erection method in which steel girders are launched over a river was changed to erection using a traveler crane according to VE proposal to shorten the work period. In the erection method with a traveler crane, main girders are not cantilevered for every block, but are erected collectively by span after being assembled on the ground, and so lateral buckling of the main girders may occur during erection. Accordingly, interim truss erection girders were used to prevent buckling of the main girders.

キーワード：座屈防止トラス、トラベラクレーン一括架設

1. まえがき

本工事は一般国道8号白根市下塩俵から新潟市下山田間の慢性的な渋滞解消を目的とした4車線化の事業のうち、信濃川の支流である中之口川に架かる大野大橋の鋼橋架設工事であり、現在一般国道8号の交通を確保するために旧大野大橋の上流側に迂回路橋が設置された状態にある。本工事は当初送り出し架設であったものを下り線の早期供用のためVE提案によりトラベラクレーン一括架設工法に変更とし、引き渡し日を21日間短縮する工事であった。(図-1)

2. 橋梁諸元

形式：4径間連続鋼桁（5主桁桁×2連）
支間割：32.000M + 39.000M + 39.000M + 32.000M
全幅員：13M150 × 2
縦断勾配：3.967% ~ -2.700%
横断勾配：2.000%（車道部） 1.000%（歩道部）
斜角：75°55'20" ~ 80°59'33"

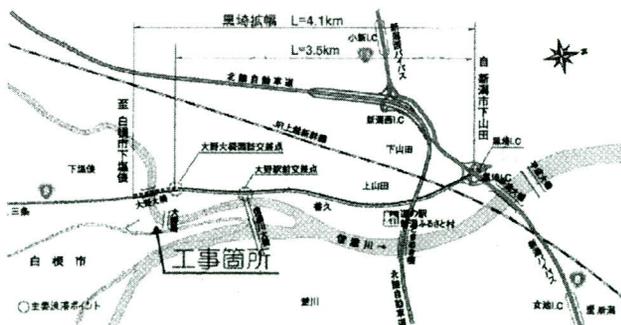


図-1 位置図

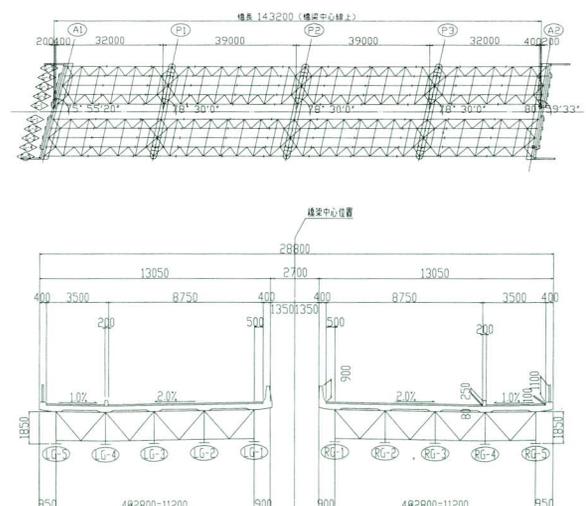


図-2 橋梁一般図

*¹ 工事本部工事部工事課

*² 工事本部工事計画部計画課

3. 架設工法の概要

本橋の架設は工期短縮に配慮し、まず最初に上下線のP3～A2径間のみ300t吊りクローラークレーンを使用して

主桁1枚ずつの1径間一括架設をおこなう。その後トラベラークレーンを上り線側に設置して、P3～A2径間同様に1径間毎1主桁ずつの一括架設を採用し、下り線側も同様に架設してゆく。主桁1枚毎の架設のため、各径間

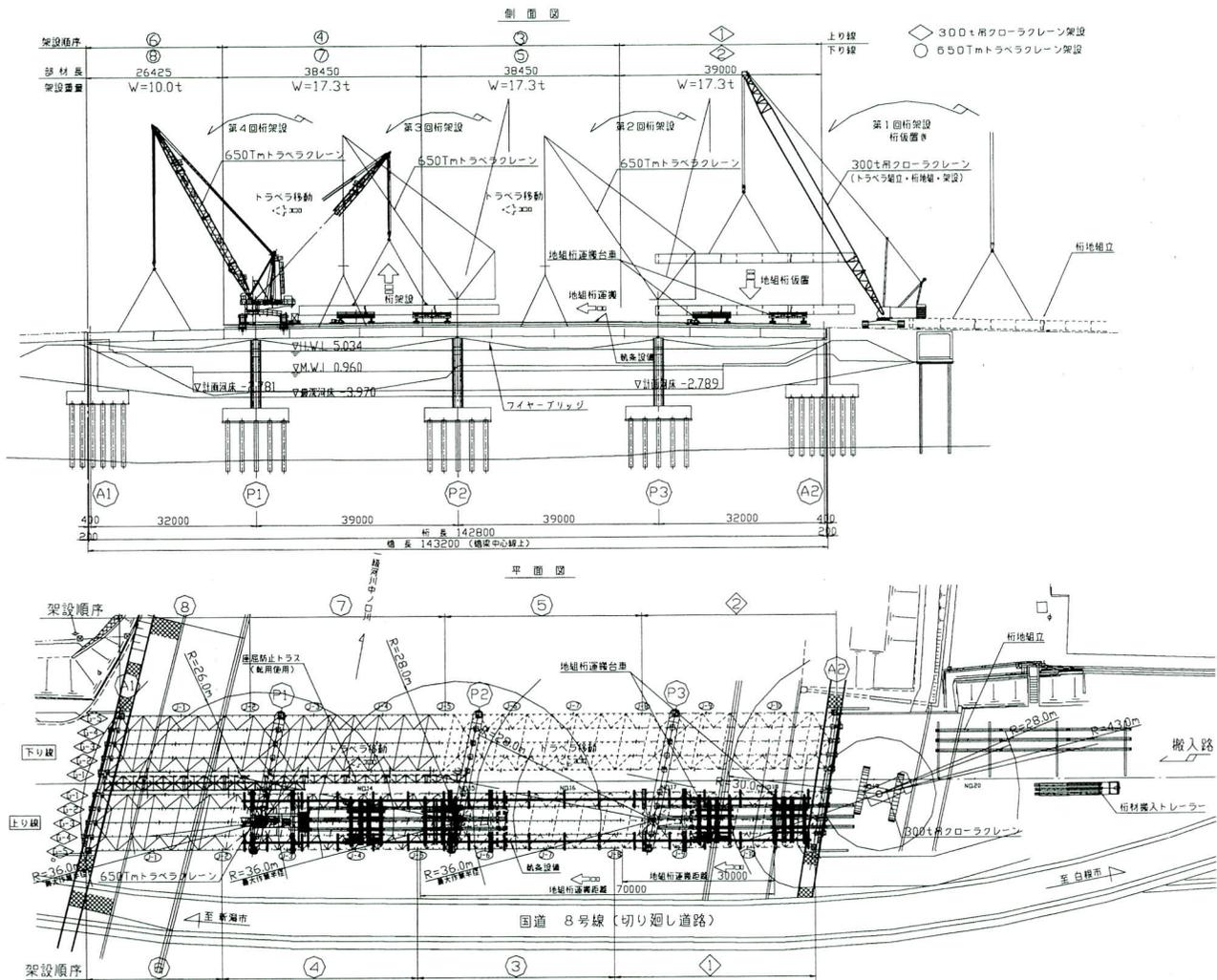


図-3 架設計画一般図

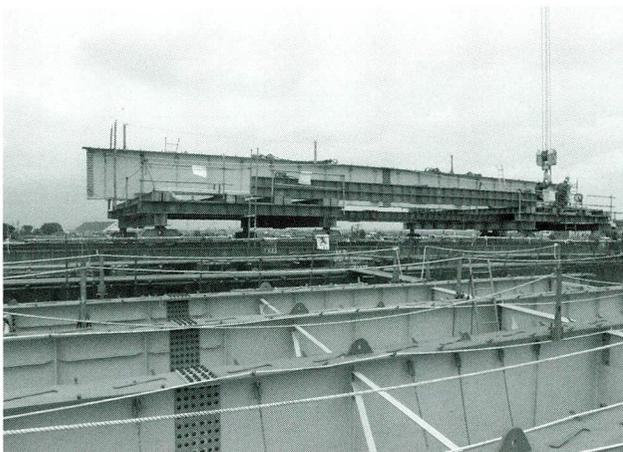


写真-1 地組桁運搬状況

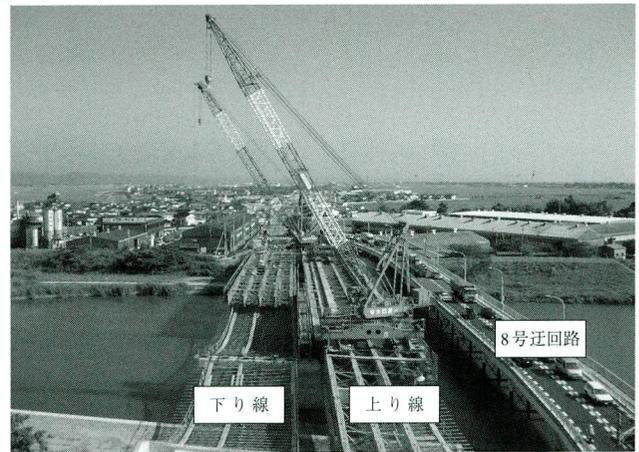


写真-2 桁架設状況

の最初の鉸桁架設に先がけ予め横倒れ座屈防止用のトラス桁をその径間部に架け渡し、横継ぎ材を用いてトラス桁と最初に架設する鉸桁の主桁上フランジ（圧縮フランジ）を連結し、主桁の座屈防止を図ることとした。（図-3、写真-1,2）

4. 施工要領

(1) 主桁補強

本工事の架設は主桁上にトラベラクレーンと地組桁を載せたトラベラクレーン架設のため、主桁の耐力照査を図-4の条件にておこなった。

耐力照査の結果、本橋のような鉸桁の場合スパン中央部分において、床板と主桁が一体化するまで、自由突出

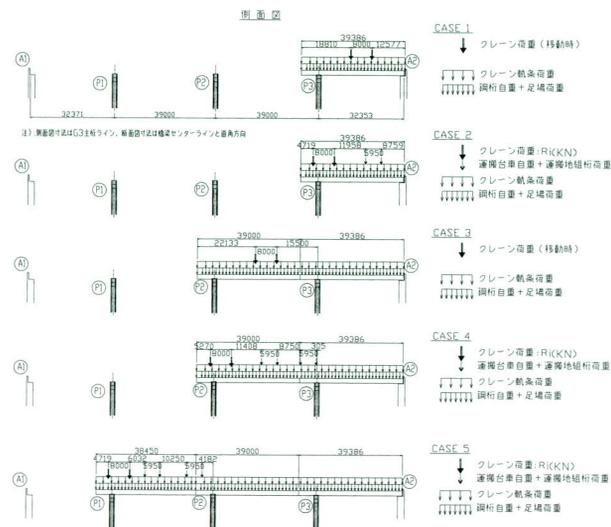


図-4 解析条件

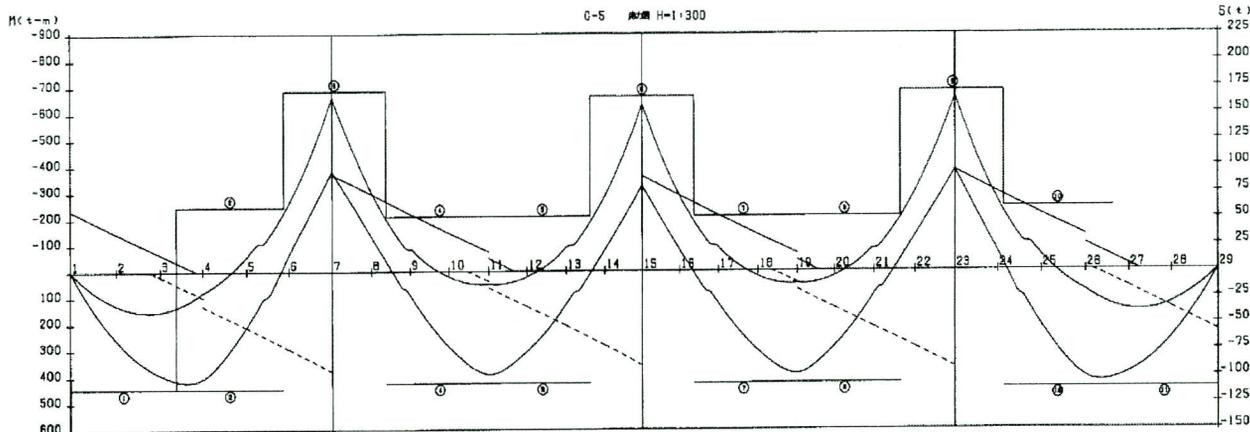


図-5 完成系モーメント図

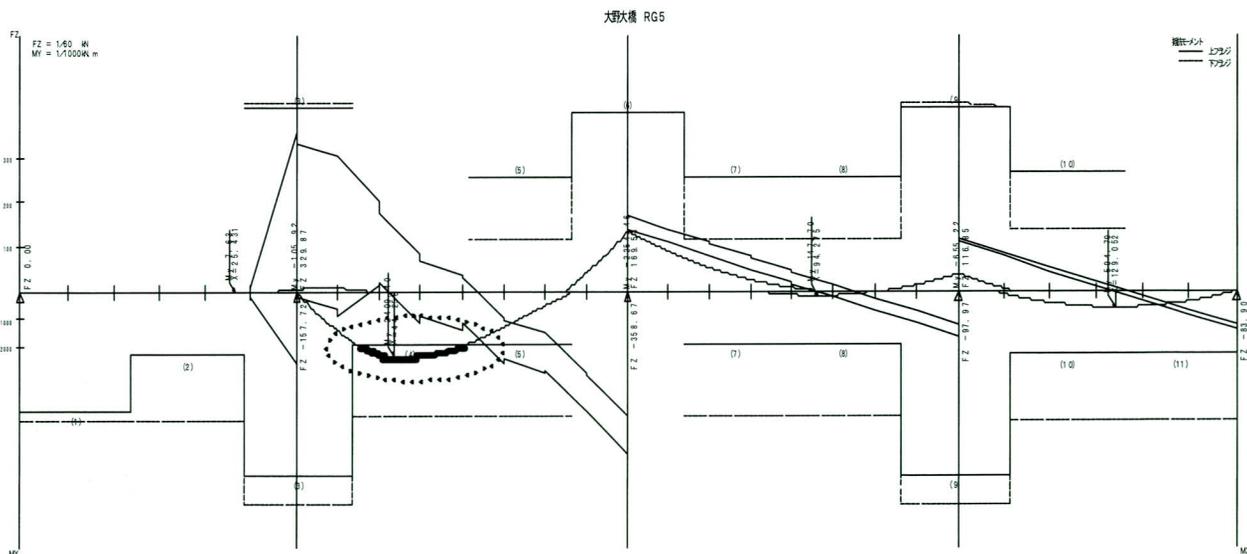


図-6 架設時モーメント図

幅による主桁上フランジの許容圧縮応力度は完成時の約半分近くも低減されるため、架設時にうけるクレーン反力等による曲げモーメントの値が主桁設計曲げモーメントと比較して小さいにもかかわらず、フランジの曲げ圧縮力に対して板厚を数ミリ程度であるが増やすという桁補強が必要であった。(図-5, 6)

(2) 座屈防止トラスの設置

本工事のような、钣桁1枚を1径間ごと地組して架設した場合、支点支持状態 ($L/b = 70.9, L = 39\text{m}$: 支持間隔、 $b = 550\text{mm}$: 圧縮フランジ幅) にした時に直橋であ

っても水平曲げ剛度、ねじり剛度が低いために、横倒れ座屈を生じやすい。通常クレーンの吊り能力に余裕があ



写真-3 桁架設状況

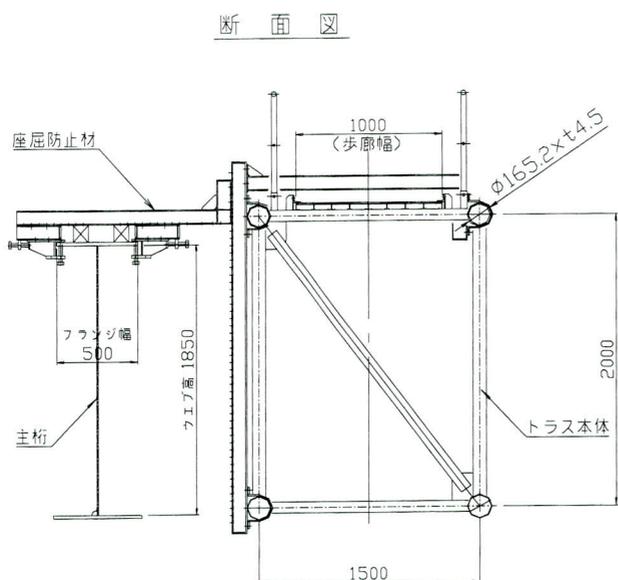


写真-4 上フランジの固定状況

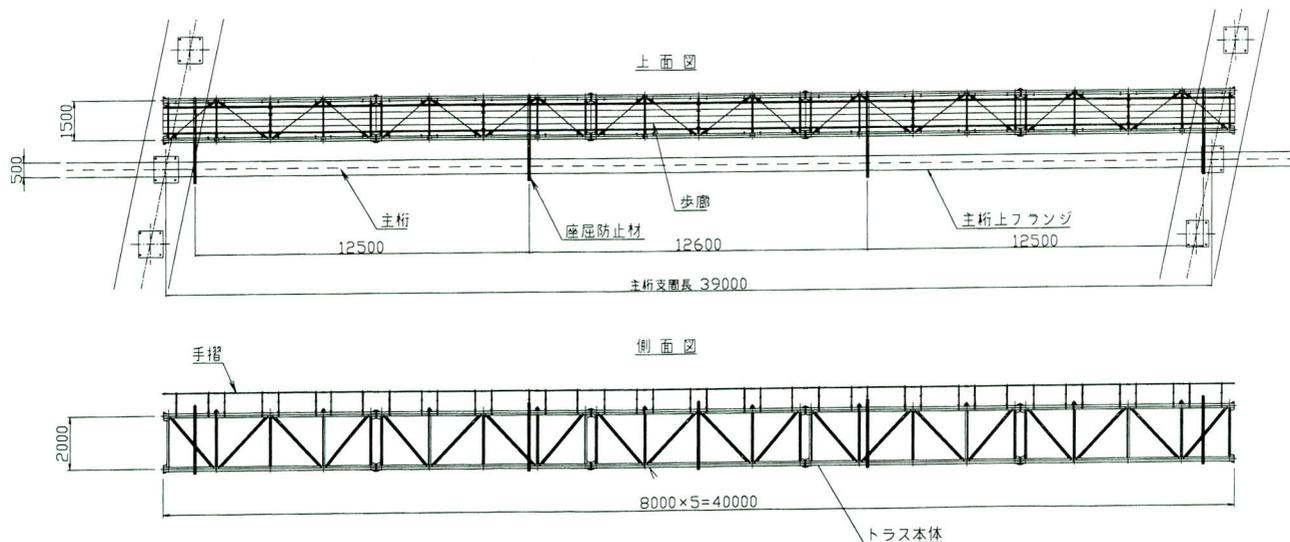


図-7 座屈防止トラス構造一般図

れば2本の桁を対傾構などの部材で地組して架設するが、本工事のように余裕がない場合は、座屈の生じない軽量の架設用のトラス桁（図-7）（本工事でL=40m、W=8.0t）を架設する径間部にあらかじめ設置しておき、地組した桁をクレーンで吊って所定の位置に据え付け、クレーンの荷重を解放（桁を支点支持状態）する前に上フランジを座屈防止トラスと繋ぎ材で数カ所止めて荷重を解放することで横倒れ座屈を防止する工法が有効である。（写真-3,4）

(3) トラベラクレーンの設置

1) スタッドによる軌条桁固定

本工事では、トラベラクレーンにかかる水平力に対し、軌条の固定方法として、桁の養生および撤去の作業の簡略化に考慮して、主桁の上フランジ天端に工場にてあらかじめスタッドボルトを溶接しておき、現場にてピンチプレートを取り付けかざし桁のリブにて固定した。（写真-5,6）



写真-5 クレーン・台車軌条

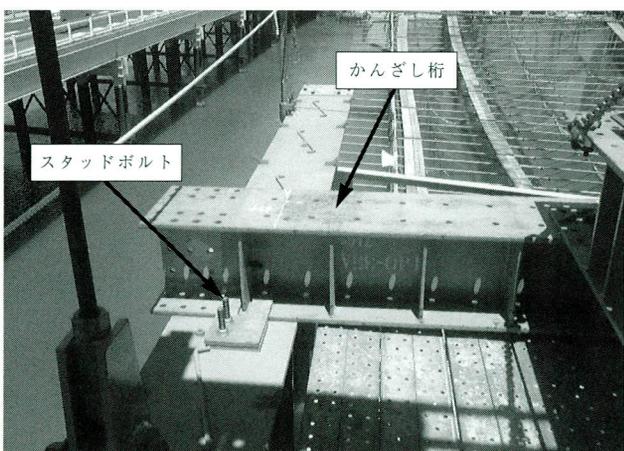


写真-6 軌条一桁固定

2) 主桁のアップリフト低減対策

本橋の架設では、上り線にトラベラクレーンを載せて、上り線の架設と平行して下り線の架設をおこなう際に、トラベラクレーンにかかるアップリフトを主桁で押さえているため、橋軸直角方向での架設時（下り線架設時）にG5主桁に支点上で比較的大きな負反力が生じる。そこでG5主桁に発生する負反力をできるだけ小さくするため下り線の架設は、クレーン据え付け位置の前方の上り線の径間を先行し主桁の反力を増やしてから、下り線を架設することにした。（図-8, 写真-7）

しかしクレーン落成検査（通常は定格荷重の1.25倍の重量の吊り荷を全回転して試験吊りを行わなくてはならない）の必要から、検査時約200KNの負反力が外桁（G1, G5）に生じてしまう。負反力対策として敷鉄板で主桁上にカウンターを設置する方法は枚数も多く、スペースがないため本橋では橋脚から反力を取り主桁を固定することにした。なおアンカーの固定方法は、橋脚側面

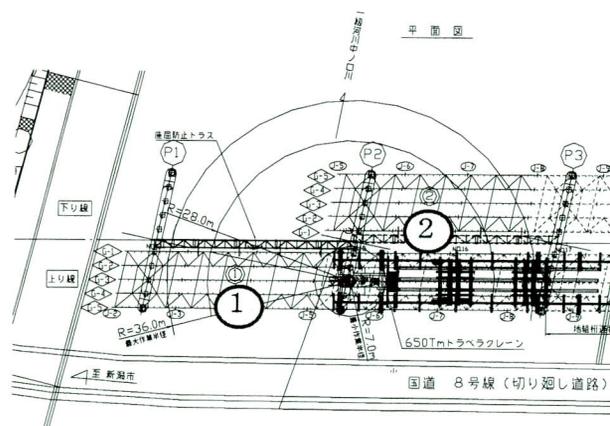


図-8 架設順序

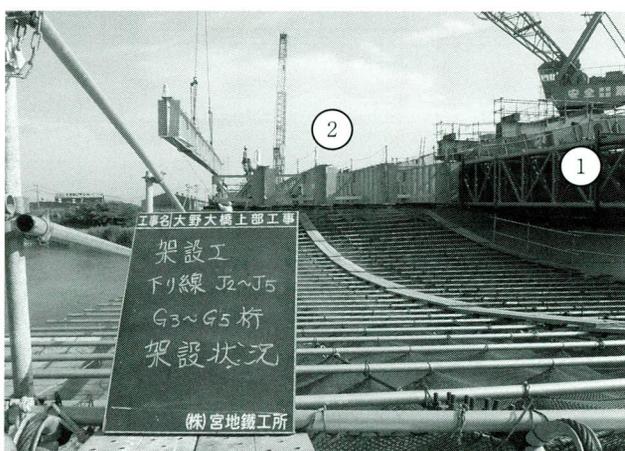


写真-7 架設状況（下り線）

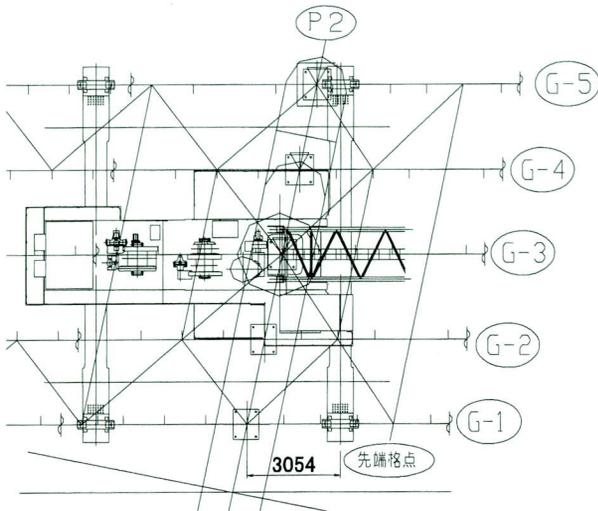


図-11 トラベラクレーン据付け位置図

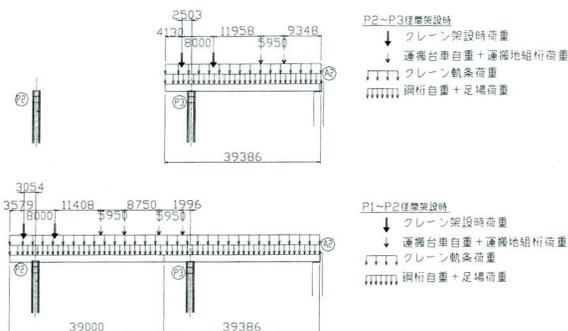


図-12 架設時の解析条件



写真-9 架設状況（上り線）

小さい量であったため、あらかじめ支承仮据え付け高さを低くしておいて、桁架設後所定の高さにもどした。（写真-9, 図-12, 13）

G1桁架設時

| 解析名 | 先端点位置の変位H1(mm) | 角度(mrad) | 回転角度(θ°) | 先端点からP2までの距離L1(mm) | 回転変位H2(mm) (L1tanθ°) | P3までの点からの変位H3(mm) (H1+H2) | |
|-----|----------------|----------|----------|--------------------|----------------------|---------------------------|--------------------------|
| G1 | C19 | -4.935 | -1206 | -0.069 | 34200 | -41.2 | -4.935 + (-41.2) = -46.2 |

注) 変位は鉛直上向きを正とする

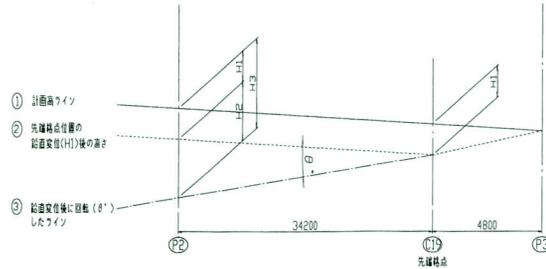


図-13 架設時の解析結果

4. あとがき

ここに報告してきた大野大橋上部工事は、シミュレーション（数値）仮組立採用工事であった。架設工法がトラベルクレーンによる1径毎の一括架設であったこともあり、必ずしもスムーズに桁架設が出来たわけではないが、関係者の協力により所定の出来形を工期内に確保することができた。（写真-10）

今後シミュレーション仮組立の運用について、関係部門との更なる連携を密にし、高品質の製品を納めたいとの意を強くした。

この結果、VE提案した下り線の引渡（9月18日）を5日はやめて引き渡しを完了した。（図-14）



写真-10 主桁架設時の品質管理状況

| | | 工期：平成15年11月19日～平成16年12月3日 | | | | | | | | | | | |
|---------|----------------|---------------------------|----|----|----|----|----|----|-----|-----|-----|--|--|
| 工種 | 種別 | 3月 | 4月 | 5月 | 6月 | 7月 | 8月 | 9月 | 10月 | 11月 | 12月 | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | | | | | |
| 仮設工 | 橋梁足場等設備工 | | | | | | | | | | | | |
| 工場製品輸送工 | 輸送工 | | | | | | | | | | | | |
| 鋼橋架設工 | 架設工(トラベラークレーン) | | | | | | | | | | | | |
| | 現場継手工 | | | | | | | | | | | | |
| 橋梁現場塗装工 | 現場塗装工 | | | | | | | | | | | | |
| 支承工 | | | | | | | | | | | | | |
| 橋梁付属物工 | 落橋防止装置工 | | | | | | | | | | | | |

図-14 現地工程表

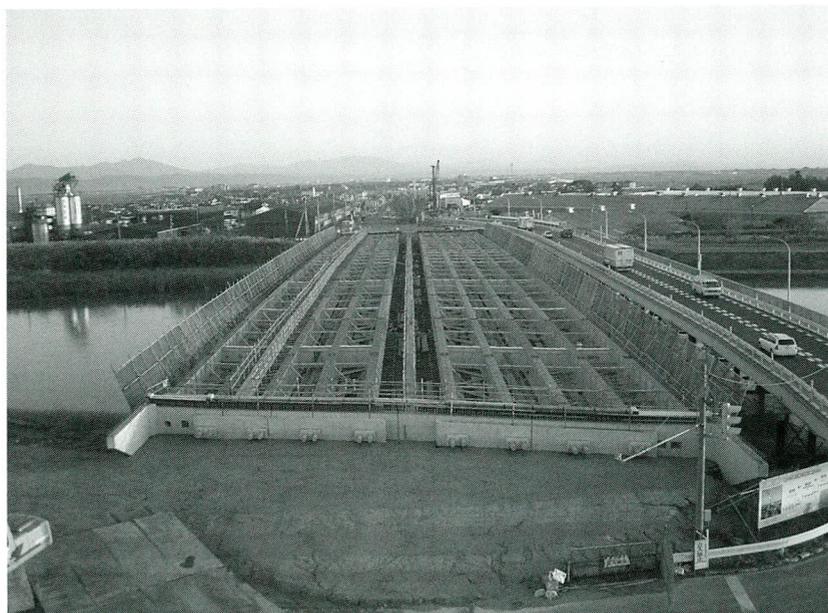


写真-11 工事完了

最後に、本工事の計画施工に当たりご指導頂いた北陸地方整備局新潟国道事務所、白根監督員事務所の皆様並びに協力業者の皆様へ深く感謝し、紙上を借りてお礼申し上げます。

2004.12.27 受付

グラビア写真説明

村山橋

村山橋は、千曲川に架かる長野市と須坂市を結ぶ国道406号に位置し、全国でも珍しい鉄道（長野電鉄株式会社）との併用橋でもあります。大正15年に架設された村山橋は、老朽化が進み、幅員も狭く、歩道も無いことから近年の交通量の増大により慢性的な交通渋滞を引き起こしていました。

本工事は、交通渋滞を緩和するためにⅠ期工事として2車線の道路橋を架設し、現橋の2車線と合わせて4車線化したものです。将来的には、新たに2車線+鉄道部のⅡ期工事（併用橋）を予定しており、新村山橋が完成します。

(山田 豊)

曲率の大きい鋼床版箱桁（1-BOX）の設計

Design of Steel Deck Single Box Girder with Large Curvature

君島 信夫*¹ 小沼 靖己*¹ 矢ヶ部 彰*²
 Nobuo KIMIJIMA Yasumi KONUMA Akira YAKABE

Summary

This is a ramp bridge in which continuous steel deck single box girder is employed because a) the curvature of the horizontal alignment is large, and b) reduction of dead load was required because the bridge is situated on reclaimed land with poor ground conditions. This report describes three points: measures taken against negative reaction of the end support; the issues involved in manufacturing camber in consideration of the erection system; and structural details of the steel deck with an introduced fatigue resistance design.

キーワード：負反力、曲線桁、平面キャンバー、疲労設計

1. 概要

本橋はランプ橋であり、①平面線形の曲率が比較的大きい、②地盤条件の悪い埋め立て地に建設するため死荷重の軽減が必要、等の理由から連続鋼床版箱桁（1-BOX）を採用している。本稿では、端支点の負反力対策、架設系を考慮するにあたって製作キャンバーに反映した事項、疲労設計の導入に伴う鋼床版の構造詳細の工夫、の3点について報告を行う。

2. 端支点上の負反力対策

(1) 構造形式

本橋の基本計画は、最小曲線半径R=126.5mの4径間連続鋼床版箱桁（P25～DP3）（図-1）であり、端支点は支承構造（支持点は左右のウエブ）、中間支点は鋼製橋脚との剛結構造となっている。

(2) 負反力の発生要因

基本計画の構造解析結果（表-1）では、端支点において死荷重時に負反力が発生すると共に活荷重により反力が交番する。従って、何らかの対策を施さなければ、支承の浮き沈みによって生じる騒音・維持管理上の諸問題等が発生すると予測された。

一般的な負反力の発生原因としては以下が考えられる。

①平面線形の曲線の影響

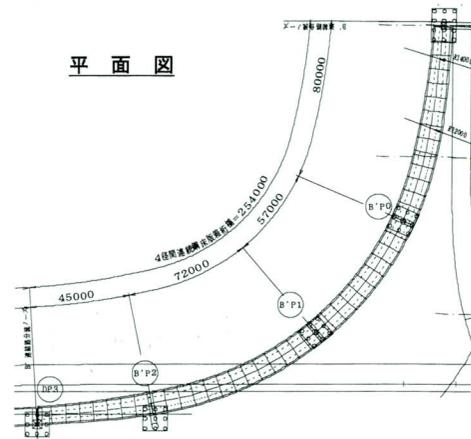


図-1 当初計画の構造形式

表-1 当初計画構造の支承反力 (kN)

| 下部工 | 格点No. | Rd | RLmax | RLmin | Rd+Lmax | Rd+Lmin | Ru1 | Ru2 |
|-------|-------|-------|-------|-------|---------|---------|-------|-------|
| DP3 | 1001 | 3516 | 1711 | -181 | 5227 | 3335 | 3154 | 1881 |
| | 1002 | -2160 | 750 | -1353 | -1410 | -3513 | -4867 | -5131 |
| P25 | 5001 | 737 | 994 | -783 | 1731 | -47 | -830 | -1511 |
| | 5002 | 1638 | 1593 | -291 | 3232 | 1348 | 1057 | 163 |
| 死荷重合計 | | 27352 | | | | | | |

※Ru1=2RLmin+Rd, Ru2=2RLmin+Rd1+Rd2/1.5
 (本照査式は施主のスペックであり、平成14年道示の照査式とは異なる。)

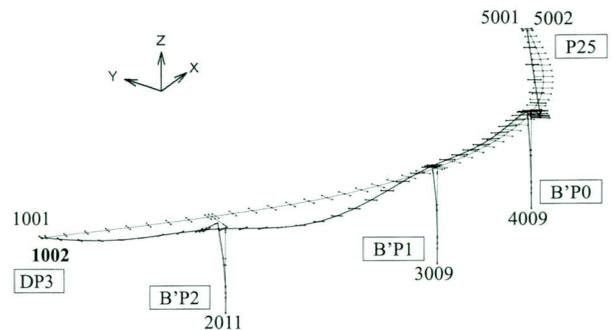


図-2 当初計画の全体変形図

*¹技術本部設計部設計二課

*²技術本部設計部設計二課課長代理

(曲線内側の支点到に負反力が発生)

②支点部の斜角の影響 (鋭角側の支点到に負反力が発生)

しかしながら基本計画の構造の場合、特に負反力が大きいDP3においては、斜角が無いにもかかわらず通常の曲線桁と逆の曲線外側の支点到 (No. 1002) に過度の負反

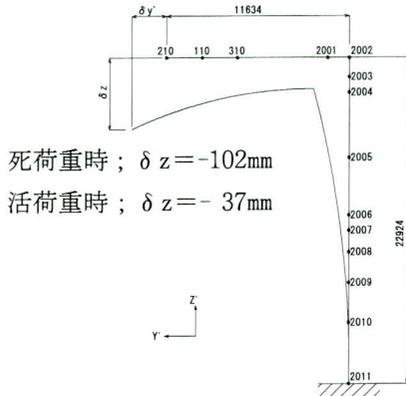


図-3 B'P2脚 (当初計画) の変形図

力が発生している。

図-2, 3に当初計画の鉛直荷重による変形図を示す。これにより、逆L型構造であるB'P2脚の鉛直変形に伴い、主桁が曲線内側にねじれていることが、通常とは異なる負反力の原因であると判明した。同脚は、横梁張出し長に比べて断面寸法が小さいため、剛性の不足が鉛直変形の要因と考えられた。

(3) 負反力対策の検討

基本計画の負反力発生原因を踏まえ、立体解析を用いて、以下の負反力対策の効果について検討を行った (表-2)。

その結果、死+活荷重に加えて支承の負反力照査式においても負反力の解消が可能かつ、経済性の観点からも合理的である負反力対策⑤：構造形式の変更 (4径間連続箱桁→3径間連続箱桁)+アウトリガーを採用した。

表-2 負反力対策の組み合わせ結果

| 当初計画の構造形式 | 下部工 | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | 評価 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|---------|----------|----------|-----------------------------|----------|----------------------------------------------------------------------|-------------------------------------------------------------------------------------------|---------|----------|----------|----------|------|------|------|------|------|-----------------------------|------|------|------|------|-------|-------|---|---|--|
| | | | | | | | ○ | × | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 4径間連続鋼床版箱桁 | ①アウトリガー+カウンターウェイト | | | | | | | ・アウトリガーの設置+カウンターウェイトの載荷 DP3支点到にて、曲線内側に全幅員内でアウトリガーを張り出し DP3支点到にて、曲線外側に全幅員内でコンクリートを充填 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1001</td> <td>1852</td> <td>1756</td> <td>1661</td> <td>991</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1002</td> <td>-231</td> <td>-889</td> <td>-1547</td> <td>-1918</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 1001 | 1852 | 1756 | 1661 | 991 | | 1002 | -231 | -889 | -1547 | -1918 | | - | |
| | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 1001 | 1852 | 1756 | 1661 | 991 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 1002 | -231 | -889 | -1547 | -1918 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1001</td> <td>x</td> <td>x</td> <td>x</td> <td>x</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1002</td> <td>x</td> <td>x</td> <td>x</td> <td>x</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 1001 | x | x | x | x | | 1002 | x | x | x | x | | - | |
| | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 1001 | x | x | x | x | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | 1002 | x | x | x | x | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | ②B'P2剛度UP+アウトリガー | | | | | | | ・中間橋脚 (B'P2) 脚の剛性UP 負反力の主たる発生要因であるB'P2の剛性不足を改善 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1001</td> <td>659</td> <td>539</td> <td>419</td> <td>137</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1002</td> <td>459</td> <td>201</td> <td>-58</td> <td>-388</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 1001 | 659 | 539 | 419 | 137 | | 1002 | 459 | 201 | -58 | -388 | | - | | |
| 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1001 | 659 | 539 | 419 | 137 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1002 | 459 | 201 | -58 | -388 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1001</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>x</td> <td>x</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1002</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>x</td> <td>x</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 1001 | ○ | ○ | x | x | | 1002 | ○ | ○ | x | x | | - | | |
| 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1001 | ○ | ○ | x | x | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1002 | ○ | ○ | x | x | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ③脊設置制御+アウトリガー+カウンターウェイト | | | | | | | ・支承据え付け制御 鋼桁架設時に端支点到を曲線外側の1点受けとして鋼桁をねじり変形させた後、後死荷重以降を2点支持とする。 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1001</td> <td>1040</td> <td>944</td> <td>849</td> <td>462</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1002</td> <td>588</td> <td>-70</td> <td>-728</td> <td>-1212</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 1001 | 1040 | 944 | 849 | 462 | | 1002 | 588 | -70 | -728 | -1212 | | - | | |
| 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1001 | 1040 | 944 | 849 | 462 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1002 | 588 | -70 | -728 | -1212 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1001</td> <td>x</td> <td>x</td> <td>x</td> <td>x</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1002</td> <td>x</td> <td>x</td> <td>x</td> <td>x</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 1001 | x | x | x | x | | 1002 | x | x | x | x | | - | | |
| 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1001 | x | x | x | x | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1002 | x | x | x | x | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| ④強制変位+アウトリガー+カウンターウェイト | | | | | | | ・強制変位 鋼桁の製作キャンパーを下げ越して製作し、強制変位を与えて架設し、上部工とB'P2脚のパネによる復元力で鉛直反力を導入。 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1001</td> <td>1297</td> <td>1202</td> <td>1107</td> <td>436</td> <td>死荷重反力が当初計画の3倍となり、下部構造への影響が大</td> </tr> <tr> <td>1002</td> <td>2807</td> <td>2149</td> <td>1491</td> <td>108</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 1001 | 1297 | 1202 | 1107 | 436 | 死荷重反力が当初計画の3倍となり、下部構造への影響が大 | 1002 | 2807 | 2149 | 1491 | 108 | | x | | |
| 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1001 | 1297 | 1202 | 1107 | 436 | 死荷重反力が当初計画の3倍となり、下部構造への影響が大 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1002 | 2807 | 2149 | 1491 | 108 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1001</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> </tr> <tr> <td>1002</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 1001 | ○ | ○ | ○ | ○ | | 1002 | ○ | ○ | ○ | ○ | | - | | |
| 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1001 | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 1002 | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 構造形式の変更 | ⑤構造形式の変更+アウトリガー | | | | | | | ・構造形式の変更 構造形式を左記に変更し、両桁端にアウトリガーを設ける。 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| | <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2001</td> <td>1067</td> <td>792</td> <td>517</td> <td>14</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2002</td> <td>1437</td> <td>1338</td> <td>1239</td> <td>650</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 2001 | 1067 | 792 | 517 | 14 | | 2002 | 1437 | 1338 | 1239 | 650 | | - | |
| | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2001 | 1067 | 792 | 517 | 14 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2002 | 1437 | 1338 | 1239 | 650 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| <table border="1"> <thead> <tr> <th>格点No.</th> <th>Rd (kN)</th> <th>Rd+Lmin</th> <th>Ru1 (kN)</th> <th>Ru2 (kN)</th> <th>その他</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>2001</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2002</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td>○</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> | | | | | | | 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | 2001 | ○ | ○ | ○ | ○ | | 2002 | ○ | ○ | ○ | ○ | | - | | |
| 格点No. | Rd (kN) | Rd+Lmin | Ru1 (kN) | Ru2 (kN) | その他 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2001 | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| 2002 | ○ | ○ | ○ | ○ | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

※Ru1=2RLmin+Rd, Ru2=2RLmin+Rd+Rd2/1.5 (本照査式は施主のスペックであり、平成14年告示の照査式とは異なる。)

3. 架設系を考慮した設計と製作キャンバーの設定

(1) 架設系を考慮した主構造の設計

本橋の側径間 B'P2 ~ B'P1 は、幹線道路と同時期に建設する新設橋梁を横断する関係で、ベント設置期間に制約がある。これにより架設途中でのベント開放を余儀なくされたため、以下の2段階の架設ステップを設計に反映した。

STEP-1 B'P2 ~ B'P1 間を先行して架設し、同区間併合後、ベント解放を行う。

STEP-2 残りの B'P1 ~ P25 間を架設し、B'P2 ~ B'P1 と連結する (J9 添接位置)。連結後、ベント解放する。架設ステップの概念を図-4 に示す。

(2) 鉛直方向キャンバーの設定方法

上記の設計方針により、鉛直方向の製作キャンバーは2段階の架設ステップを考慮して設定した。

キャンバー設置の概念を図-4 に示す。

なお、J9 添接位置の切り口は、STEP-1 のベント解放時に回転するため、ベント解放後に仕口が鉛直になるように製作に配慮している (図-4)。

(3) 水平方向キャンバーの設定方法

STEP-1 のベント解放により、桁には B'P2 方向に約

45mm の水平変位が発生する。更に、STEP-2 のベント解放によって、P25 方向に約 20mm の水平変位が発生する。これらの変位量を考慮して水平方向にもキャンバーを設定した (図-4)。

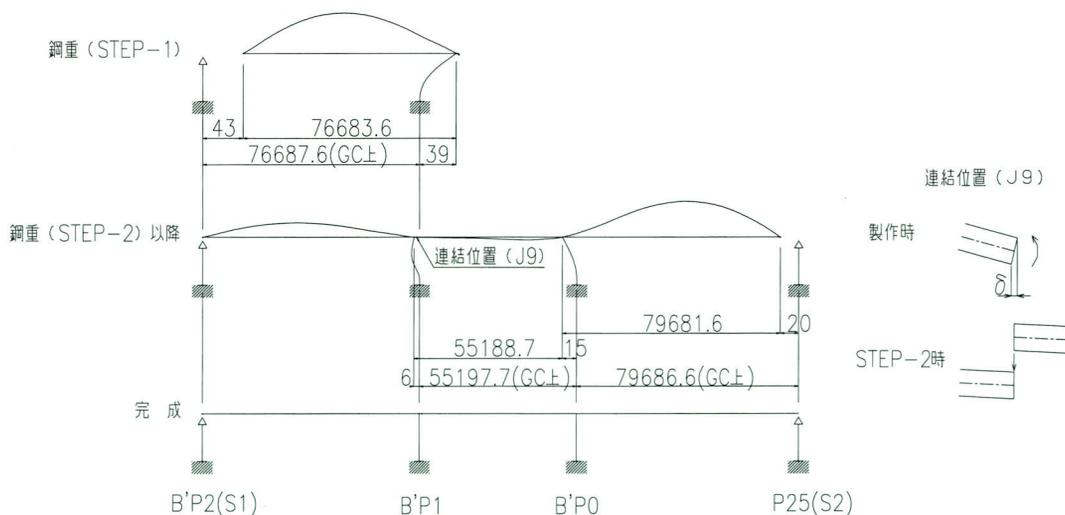
水平方向のキャンバーは中間剛結橋脚 (B'P1、B'P0 橋脚) の頂部にも設定される。橋脚基部の水平方向変位は 0 であるため、橋脚に桁の水平方向キャンバーによる倒れを付加した。

(4) 主桁のねじりキャンバーの設定

本橋は曲線桁のため、ベント解放時に主桁にねじりが発生する。特に STEP-1 時の側径間のねじりが大きく、約 0.005rad のねじれ角を生じる。このため、完成時にウェブ鉛直度の出来形規格値を満足させるよう、主桁に回転角を与えてねじりキャンバーを付加した。

4. 疲労に配慮した細部構造

本橋では「道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編 平成 14 年 3 月」および「鋼道路橋の疲労設計指針 平成 14 年 3 月 日本道路協会」に則って疲労設計を実施した。主構造に対しては疲労設計荷重 (T 荷重 1 組) により発生する応力度による疲労照査、鋼床版に対しては構造詳細による疲労設計を実施した。



1. 架設上の制約により、B'P2 (S1) ~ B'P1 間を先行して架設し、当区間併合後、ベント解放する。このときのたわみを「鋼重 (STEP-1)」で表す。
2. 続いて B'P1 ~ P25 (S2) 間を架設し、併合後、ベント解放する。このときのたわみを「鋼重 (STEP-2)」で表す。
3. 連結位置 (J9) は上記 1. 完了後に連結するので、キャンバーのラインはこの時点で連続となる。仮組立時には、J9 を境にラインは折れた状態となる。
4. 連結位置 (J9) は、連結時に鉛直となるように、右図の形状とする。

図-4 架設ステップと製作キャンバー設置概念図

ここでは、同指針に記載されてはいないが、鋼床版の疲労に配慮して採用した構造詳細を紹介する。

(1) 鋼床版ハンドホール蓋のボルト止め構造と配置

施主のスペック（標準図）では、ハンドホールの蓋を裏当て金＋溶接により鋼床版に固定するが、疲労に配慮して蓋をボルトで固定するようにした。さらに、輪荷重直下の局部応力に配慮して、ハンドホールは輪荷重走行部を避けた位置に設置した。

(2) バルブプレートリブとプレートリブとの変化点

本橋は平面の曲率が大きいため、鋼床版の縦リブにバルブプレートを採用している。ただし、製作上の理由により一部をプレートリブにしているため、バルブプレートとプレートリブの変化点が発生した。

従来、このようなケースでは、縦リブを横リブウエブに突き合わせ溶接して縦リブの種類を変化させる事例が多かった。しかしながら、バルブプレート下端の「玉」の部分に完全溶け込みとすることは困難なため、変化点を高力ボルト摩擦接合の工場継手としてバルブプレートの突き合わせ溶接を省略した（図-5）。

5. あとがき

最近、耐震性能や維持管理の観点から、鋼製脚との剛結構造とする例も多い。本工事の負反力対策の検討を通じて、剛結構造において逆L型橋脚を採用する場合、曲線桁に限らずその変形が上部構造全体に及ぼす影響を踏まえて構造の計画を実施する必要があることが判った。

例えば、必要剛性に応じた橋脚の断面寸法を設定する、断面寸法に制限がある場合は門型橋脚を採用する、等を

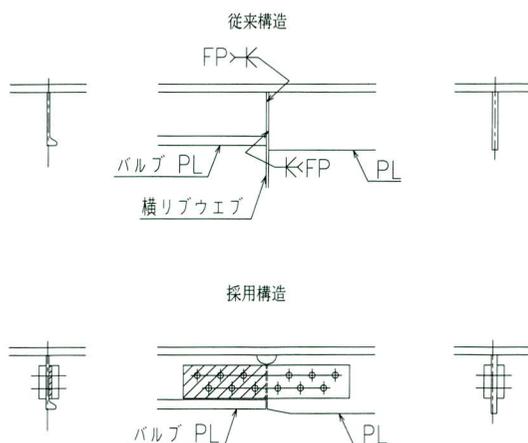


図-5 バルブリブとプレートリブの変化点

念頭に置く必要があると考える。

疲労設計については、その適用が前提となつてから日が浅い。本工事の疲労設計を通して得られた、注意点を紹介する。

・縦リブの水抜き孔

鋼床版桁のように死荷重が小さく設計断面力に占める活荷重の割合が大きい橋では、フランジの応力範囲も大きくなる傾向がある。フランジ付近に考えられる継ぎ手の中で、最も疲労強度等級の低いものは、スカラップを含む縦方向継ぎ手のまわし溶接部（例：縦リブまたはウエブのスカラップ等）であり、箱桁の縦リブに設けられる水抜き孔にもスカラップを必要とするので、注意が必要である（図-6）。

・鋼床版の構造詳細

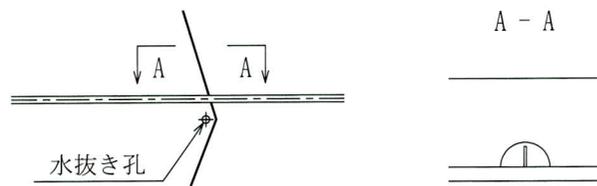


図-6 フランジの水抜き

鋼床版の疲労設計に関する疲労設計指針の規定は、疲労耐久性が確保できる構造詳細のみであるが、全ての構造詳細を網羅するものではない。

従来の鋼床版で採用されてきた構造詳細をそのまま踏襲するのではなく、同指針の規定の他、現在発生している疲労損傷も参考にしながら、構造詳細を決定する必要がある。

本橋では設計に架設系を考慮して製作に反映するとともに、中間支間に調整ブロックを設けて製作・架設誤差の吸収を図ることを計画している。今後、製作・架設部門との連携を密にし、工事の無事完成に向けて努力していく所存である。

<参考文献>

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，平成14年3月
- 2) 日本道路協会：鋼道路橋疲労設計指針，平成14年3月
- 3) 首都高速道路公団：橋梁構造物設計要領，平成15年5月

2005.1.13 受付

供用開始後 40 年を迎える山間部橋梁の補修事例 — 国道 186 号長田橋 —

Repair of a Bridge in Mountains after 40 Years' Use - Nagata Bridge on Route 186 -

藤井一成*
Kazunari FUJII

Summary

This bridge in Shimane prefecture, constructed in 1965 near the prefecture's border with Hiroshima prefecture, is a 2-hinge knee brace steel rigid-frame bridge with side spans. The recent poor drainage performance led to deterioration of the base plates and coating. Accordingly, repairs were conducted mainly by water treatment of the bridge. The resin was injected to fix the anchor bolts for bearings that had become loose. Also, because severe deterioration of some parts of the concrete slabs was found, they were partially replaced by jet concrete. Though the contents of this construction are general, they may be useful for future repair works.

キーワード：橋梁補修、橋梁水処理、床板コンクリート補修、支承アンカーボルト固定

1. まえがき

長田橋は、昭和40年に建設された側径間を有する2-ヒンジ方杖式鋼ラーメン橋であり、国道186号の広島県境に程近い島根県の山間部降雪地帯に位置し、建設以来、島根県と広島県を結ぶ重要な国道の橋梁として供用されてきた(図-1, 2)。過去に2度の補修・改良工事が行われてきたが(表-1)、今回は部分的な塗装補修工事として本工事の施工に着手した。しかし、作業足場設置後、詳細に各所を確認したところ、塗膜劣化の他に変状箇所が幾つか発見されたことから、全橋体の補修工事へと方針を変更した。

本稿は、今回実施した長田橋補修工事のうち(表-2)、橋台支承補修、排水管延長、橋面排水処理、床版コンク

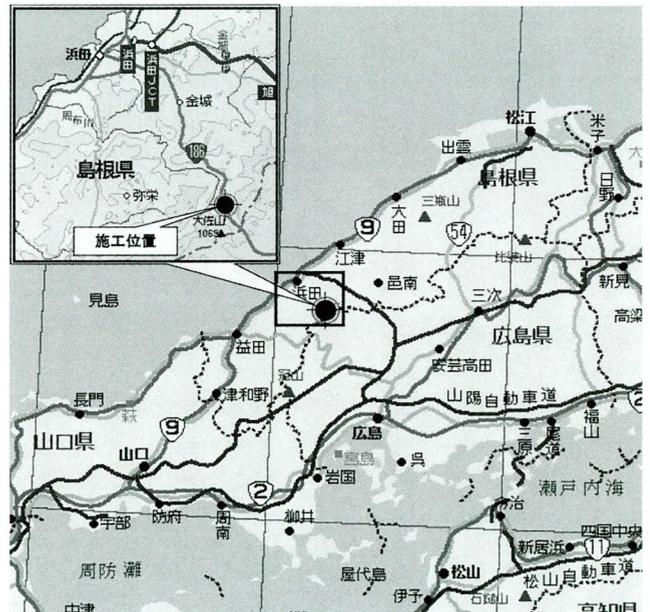


図-1 施工位置図

表-2 本工事補修内容

表-1 過去の補修内容

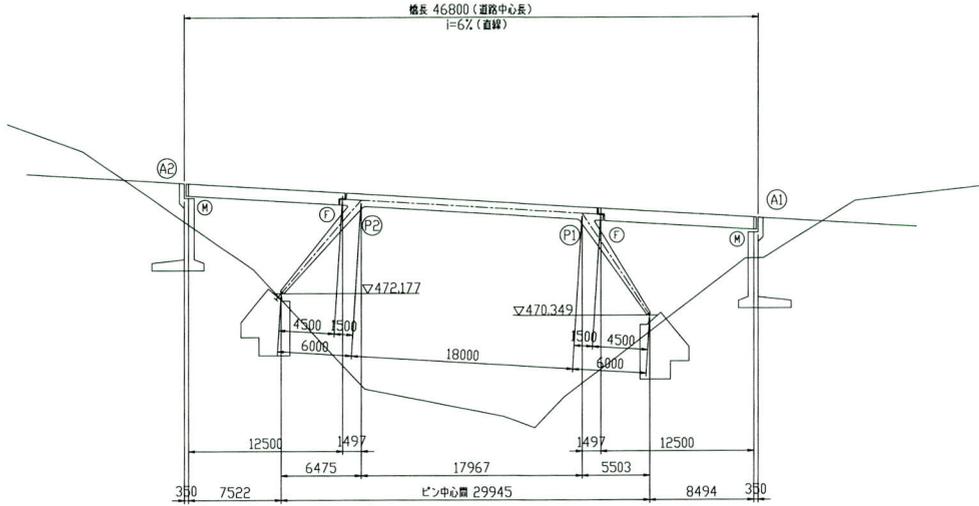
| 施工時期 | 施工内容 |
|-------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 昭和40年 | 新規橋梁架設工事 |
| 昭和54年 | 床板張出部・ハンチ部の断面補修・沓座拡幅 伸縮装置取り替え・橋梁塗り替え など |
| 平成8年 | 床板張出部・ハンチ部の断面補修 床板クラック樹脂注入・床板鋼板接着補強 伸縮装置取り替え(中間支点のみ) 縦桁増設・地覆拡幅・高欄取り替え 橋梁塗り替え・落橋防止装置取付け など |

| 施工時期 | 施工内容 |
|-------------------|-----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| 平成15年)\n平成16年 | A1・A2橋台支承補修・排水管延長 橋面排水処理・床板コンクリート部分打替え 橋体塗り替え・床板ハンチ断面補修 鋼製高欄レール取替え・盛土部排水柵設置 地覆天端水切り設置・伸縮装置排水管延長 親柱塗り替え 太字は本報告書記載工種 |

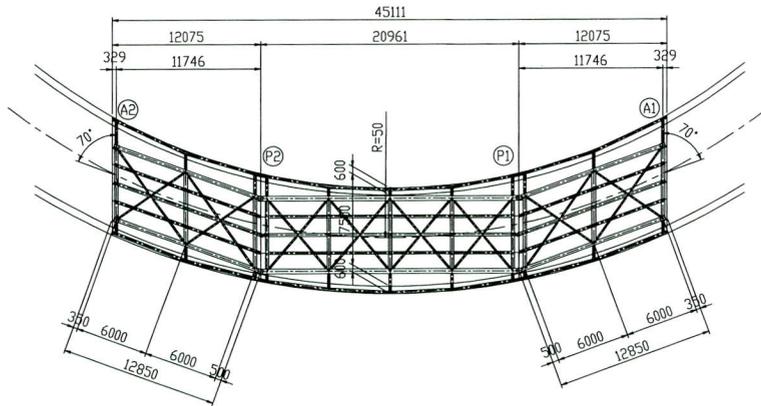
*工事本部工事計画部工事計画課

長田橋全体一般図

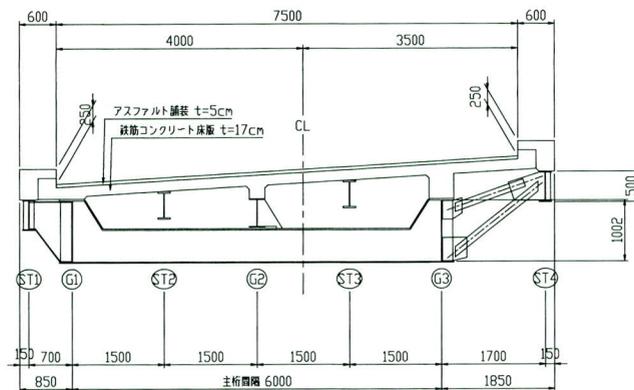
側面図



平面図



断面図



図一 長田橋橋梁一般図

リート部分打換え、および橋体塗替えについて報告するものである。

2. 補修工事内容

(1) A1・A2橋台支承補修

1) 変状と原因

橋台支承の点検を行ったところ、アンカーボルトナットとキーププレートとの間の隙間や、キーププレートの回転が確認された（写真－1）。

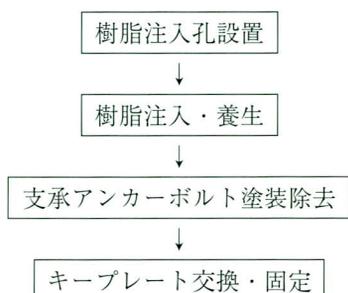


写真－1 支承部の変状

そこでその隙間を詰めようとナットを締め込んだところ、若干ではあるが、ナットと共にアンカーボルトが回転した。これは、橋台コンクリートの一部に締め固めが不十分な箇所があり、その部分の風化が通常より著しく進んでいたことと、ボルトねじ切り部の塗装もしくは錆によりボルトとナットが密着していたために、ボルトとコンクリートが縁切れしたものと考えられた。また、キーププレートの回転は、橋台もしくは、桁の過大な移動により発生したものと推測された。

2) 補修方法

本作業のフローチャートを以下に示す。

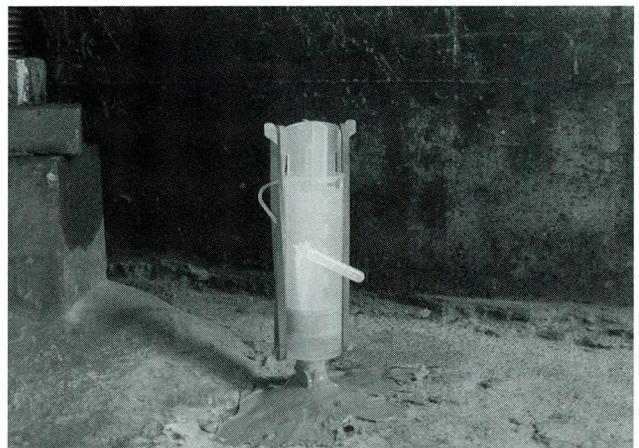


アンカーボルトをコンクリートに固定するため、その隙間に樹脂をシリンダー工法で注入した。

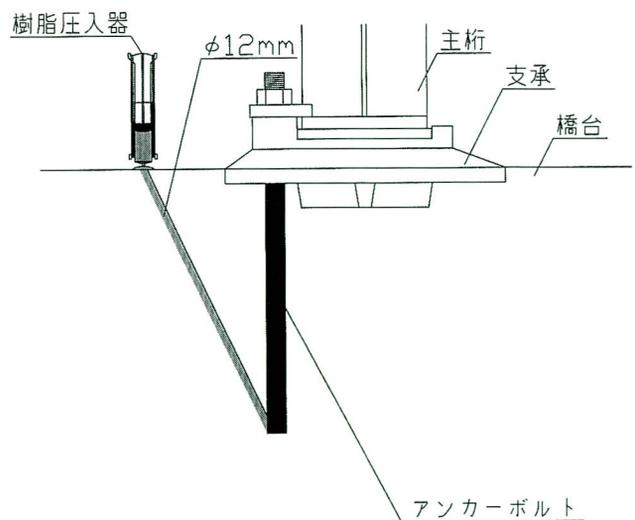
本工法は、コンクリートのひび割れ補修に通常採用されるものであり、注射器のような形をした注入器に、輪ゴムを掛け、その輪ゴムの収縮力により、低圧・低速で樹脂を注入できるものである（写真－2）。本変状の場合、アンカーボルトとその周りを取巻くコンクリートとの隙間が微細であることから、シリンダー工法を最適な工法と判断し採用した。

なお、樹脂の粘性にはいくつかの種類があり、施工時期（気温）により使い分ける必要がある。

樹脂注入口は、橋台天端より斜めにアンカーボルトに向けてハンマードリルにて削孔することによって設けた（図－3）。また、エポキシ樹脂の充填は、樹脂がアンカーボルトに沿って上部に浸み出すことで確認した（写真－3）。



写真－2 樹脂注入状況（シリンダー工法）



図－3 樹脂注入孔設置要領



写真-3 樹脂充填確認

橋台もしくは桁の過大な移動により、キープレートがアンカーボルトを中心に回転しており、的確に主桁下フランジを押さえ込んでいなかったため、キープレートを現状の桁位置に合わせて再製作・交換した（写真-4）。また、支承本体の健全度については、比較的良好であった。



写真-4 支承キープレート交換



写真-5 既設排水管

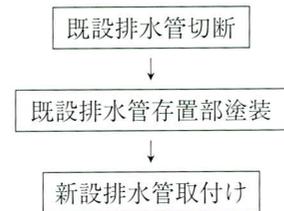
(2) 排水管延長

1) 変状と原因

経年劣化から、橋面排水柵より床版下方へ突出していた排水管が著しく腐食していた。さらに、その突出長が不足していたことから（写真-5）、周辺の橋体に排水が飛散し塗装を劣化させていた。

2) 補修方法

本作業のフローチャートを以下に示す。



既設の排水管を切断撤去し、既設管より排水延長の大きい排水管を新規に製作し、交換した。本管の取付けは、管上端部にフランジを設け、それを床板下面に打込み式アンカーを用いて固定した。また、管の横ぶれ防止は、ラーメン脚に新規に取付けた金具によって対応した。なお、本橋は山間部の積雪地帯に位置しており、凍結防止剤による塩害を考慮し、管の防錆処理には、防錆性能の良い溶融亜鉛メッキ（HDZ55）を採用した（写真-6）。

アンカーの打込み孔は、部材を取り付け位置に仮固定

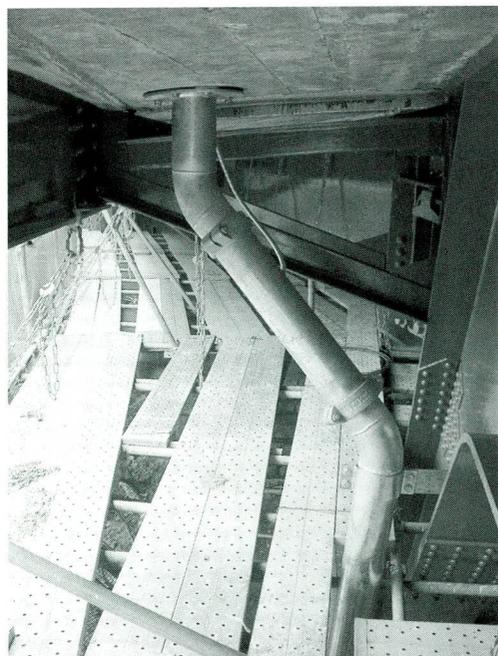


写真-6 新設排水管

しておき、部材のボルト孔にハンマードリルの刃を挿入して床板を削孔する方法（俗にいう当て揉み）により設けた。しかし、所定深さまで削孔する間に鉄筋と干渉した場合、仮に固定した部材を撤去し、現地にて部材へ別の孔を設けることとなり、容易な作業ではない。しかも、新たに設けた孔の位置で再び鉄筋に干渉しないとは限らない。そこで、排水管フランジに必要ボルト本数に対して2倍のボルト孔を設けることによって、仮固定した部材を再度撤去することなく、容易に別の位置にアンカー打込み孔を設けることが可能となった（図-4）。

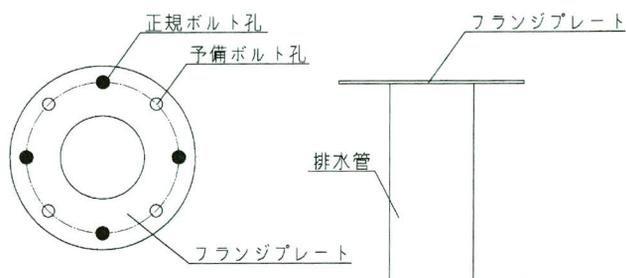


図-4 排水管フランジボルト孔

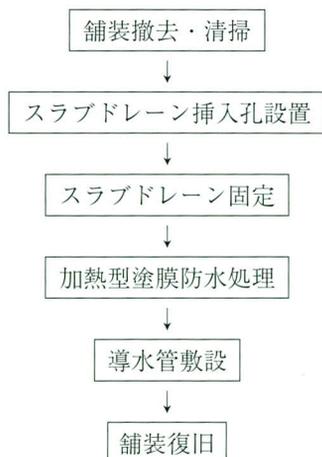
(3) 橋面排水処理

1) 変状と原因

伸縮装置付近の床板下面より橋面の水が浸み出していることが確認された。これは、伸縮装置付近の床版上面に雨水や凍結防止剤を含んだ雪解け水が溜まり、上面より床版が劣化したためと思われた。

2) 補修方法

本作業のフローチャートを以下に示す。



床版上面より水が浸透しないように、伸縮装置より縦断勾配上側1~2m程度の橋面舗装を撤去し、床板天端に加熱型塗膜防水処理を施した（写真-7）。



写真-7 加熱型塗膜防水処理

また、舗装より浸透し、伸縮装置付近に滞留する水を排水する目的で、最も勾配の低い箇所にスラブドレーン（既設橋取付けタイプ）を設置した（図-5）。さらに、滞留する水を効率良く排水させるために、集水機能を持つコイル状の導水管を地覆前面および伸縮装置前面に配置し、舗装内に埋設した。なお、その止端部はスラブドレーンと接続した（写真-8）。

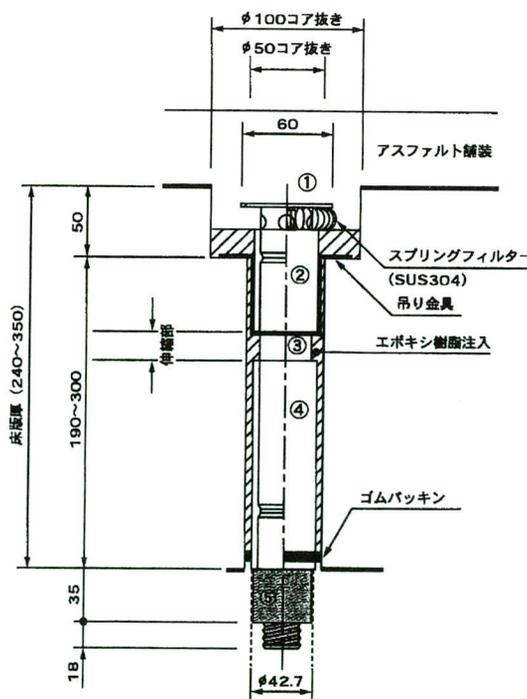


図-5 スラブドレーン概要図（既設橋取付けタイプ）



写真-8 導水管敷設

本作業後に復旧する舗装の材料については、あくまで排水桝が主となる排水設備と考え、透水性ではなく、通常の合材を使用した。

(4) 床板コンクリート部分打替え

1) 変状と原因

伸縮装置前面の床板防水処理のため、既設舗装を撤去した際に、橋梁建設当時のコンクリート舗装が現われた。さらに、そのコンクリート舗装と床版との間に水が浸み出していることが確認されたため、コンクリート舗装板を撤去したところ、局所的ではあるが床板コンクリートが著しく劣化しており、金属棒で容易にコンクリート中の骨材を摘出できるような状態であった（写真-9）。

2) 補修方法

本作業のフローチャートを以下に示す。

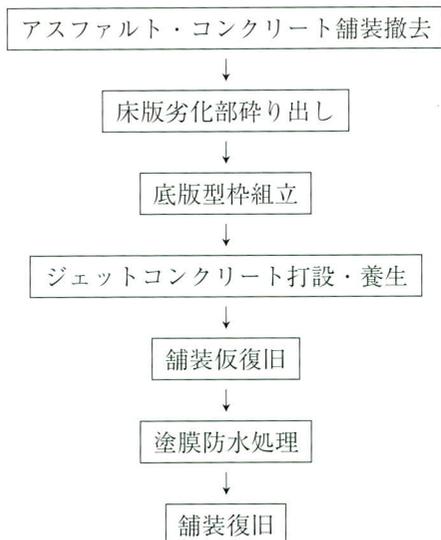


写真-9 床版コンクリート劣化部



写真-10 床版コンクリート劣化部

床板本来の強度を確保するため、本工事では床版を部分的に打ち替えることにした。

コンクリートの劣化が著しい部分を中心にコンクリートを取り除いたが、床版全厚に渡って劣化している箇所は極めて一部であった（写真-10）。建設より40年経過しているにも関わらずコンクリートの状態は健全でありハンマーで打音検査を行ったが、乾いた清音が確認できた。

また、劣化部分の鉄筋の状態は、表面に微細な錆はあるものの、断面欠損までには至っておらず状態は良好であったことから、鉄筋の交換は不要と判断した。

なお、床版の鉄筋には、異形棒鋼ではなく丸鋼が使用されており、本橋建設時からの時間の流れを感じた。

本橋は、主要国道であるとともにおよび急カーブの非常に見通しの悪い場所に位置しており、長期に渡り交通規制を行うことが困難である。よって、交通規制の期間を短縮するために、早期に強度を発現するジェットコン



写真-11 バッチャージェットミキサー車



写真-12 圧縮強度簡易測定器

クリートを使用した。

ジェットコンクリートとは、セメントのアルミン酸カルシウムの量が多く、その急激な水和反応により著しく速く硬化し、さらに高性能減水剤を添加することにより、水セメント比を限界まで低くして（ $W/C = 40\%$ 以下）2～3時間で $20N/mm^2$ 以上の強度を発現させるものである。また、単位水量が少ないことや、高性能減水剤を使用していることから、練り混ぜたコンクリートは粘性が高く、非常に仕上げにくいコンクリートとなっており、仕上げ補助剤を兼ねた被膜養生剤を使用することによって、その施工性を補っている。

また、ジェットコンクリートはコンクリート材料を搭載した専用のバッチャージェットミキサー車により、現地で練り混ぜられる（写真-11）。さらにコンクリートの硬化が極端速く、プラントの万能試験機までテストピースを運搬している間に、強度を確認する材齢（3時間）に達してしまうため、手動ジャッキにより加圧する簡易測定器により現場にて圧縮強度を行った（写真-12）。

ジェットコンクリートの打設は、コンクリートの硬化が著しく速いことを除けば、通常のコンクリートと変わらない（写真-13）。今回使用したジェットコンクリートのハンドリングタイム（練り混ぜ開始から仕上げ完了までの時間）は、45分間程度と非常に短く、全般に迅速な施工を求められるが、それ以上にコンクリートの金ゴテ仕上げが可能な時間帯が極端に少ないため、通常の2～3倍の仕上げ担当の作業員が必要となる。

今回新たに打設したコンクリートにも、塗膜防水処理を施した。しかし、その処理はコンクリートが所定強度まで発現した時点はなく、コンクリート中の水分が十分に低下してから行う必要がある（2週間程度必要）。しか



写真-13 コンクリート打設状況

し、本橋では長期間の交通規制は困難なことから、所定強度が発現された時点で仮舗装を行い、コンクリート打設より2週間の養生期間をおくことにより、コンクリート中の水分を低下させた後に、再度仮舗装を撤去して塗膜防水処理を行った。その防水処理方法については、前述の(3)橋面排水処理のとおりである。

(5) 橋体塗り替え

1) 変状と原因

本橋は山間部の積雪地帯に位置しており、冬期には凍結防止剤が散布される。雨天時に橋面水が伸縮装置付近の床版より浸透しており、その付近の桁部材の塗装を劣化させていた（写真-14）。また、橋面排水がラーメン脚に直接飛散していたため、特に塗装の劣化が著しかった（写真-15）。

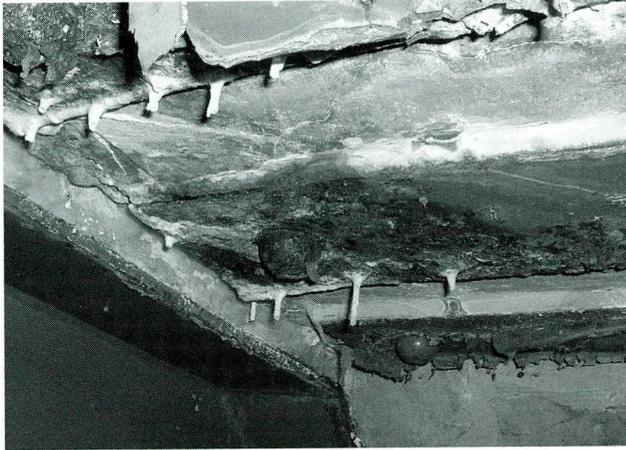


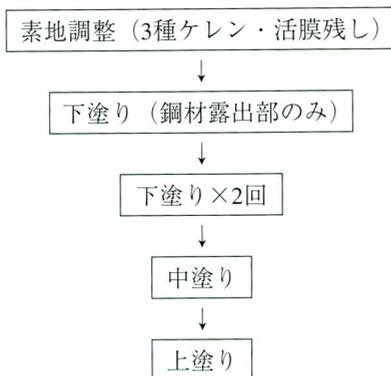
写真-14 伸縮装置付近の塗装劣化部



写真-15 ラーメン脚の塗装劣化部

2) 補修方法

本作業のフローチャートを以下に示す。



平成8年の工事では、A-1塗装系が採用されたが、今回の工事では更に防錆効果が高いC-1塗装系を採用した。その塗装仕様を表-3に示す。

素地調整の程度は3種Cケレンが要求され、平面部で

表-3 本橋塗装仕様 (C-1)

| 工程 | 商品名 | 色相 | 標準 使用量 (g/m ² /回) | 目標 膜厚 (μ/回) | 塗装 方法 | シンナー希釈率 (%) | 塗り重ね 塗装間隔 (20℃) | |
|------|------------------------------------------------------------------|----------------|------------------------------------|-------------------|----------|----------------|-----------------------------|------------|
| 素地調整 | さび、劣化塗膜を除去し鋼材面を露出させる。ただし、劣化していない塗膜(活膜)は残す。 (素地調整後の種別 … 3種ケレン) | | | | | | 4時間 以内 | |
| 現場 | *下塗り | ハイボン20デクロ | グレー | (240) | (60) | はけ | ハイボンエポキシ シンナー (0~5%) | 1日~ 10日 |
| | 第1層 | ハイボン20デクロ | ブラウン | 240 | 60 | はけ | 同上 | |
| | 第2層 | ハイボン20デクロ | グレー | 240 | 60 | はけ | (0~5%) 同上 | |
| 現場 | 第3層 | ハイボン20デクロ | グレー | 240 | 60 | はけ | (0~5%) 同上 | 1日~ 10日 |
| | 中塗り | ハイボン30マスタック中塗K | 指定色淡 | 140 | 30 | はけ | (0~5%) 同上 | |
| 現場 | 上塗り | ハイボン50上塗 | 指定色 | 120 | 25 | はけ | ハイボンウレタン シンナー (0~10%) | 1日~ 10日 |



写真-16 ケレン状況・膜厚測定点

は電動工具、狭所では手工具を使用し、入念にケレン作業を行った。

塗り替え塗装の場合、鋼材に旧塗装が残っていた箇所塗り重ねた部分と、鋼材が露出していた箇所に塗り重ねた部分が連続するため、塗膜厚測定位置によって著しくばらついたデータが測定されることから、平均膜厚・最小膜厚・標準偏差を用いた通常の塗膜厚管理が不能となる。鋼道路橋塗装便覧によれば、塗り替え塗装の場合、標準偏差の規定を適用せずに、平均膜厚や最小膜厚のみを規定し管理する手法が記載されている。しかし、本橋においては、完全に鋼材を露出させた測定点を設け(写真-16)、その位置で塗膜厚を測定することによって、測定箇所毎のばらつきを無し、通常の品質管理を行った。

3. 今後の工事の留意点

本工事の経験から、以下の点に留意して今後の工事に取り組みたい。

① シリンダー工法

今回は、支承アンカーボルト周辺の微細な隙間を埋め

るために本工法を採用したが、低速・低圧で注入することから、粘性を持つ樹脂を確実に充填出来た。低速・低圧の注入では、樹脂充填部の空気を抜く孔（空気孔）は小さなもので良く、今回の注入では空気孔を特に設けず、アンカーボルトと橋台コンクリートとの微細な隙間を空気孔として機能させた。しかし、シリンダーに一度に入る樹脂の量が50ccと少ないことや、低速・低圧で注入することから、施工速度は遅い。よって、全体の注入量が大きく、注入する隙間がそれほど微細でない場合には、本工法は不向きと判断される。

②排水管

今回の橋梁では、排水管長さが主桁部材高さより短いため、桁下を通り抜ける風によって橋面からの排水を周囲の橋体に巻き散らしていた。排水管延長を、主桁部材高さより大きくすることはもちろんのこと、ラーメン構造では脚部、下路アーチ構造ではアーチ部材の位置にも配慮して排水管延長を決定する必要がある。

また、今回は既設構造物を実測し、排水管を製作・取付けを行ったが、実測結果と既設構造物形状が合わなく、その取付け作業に必要以上の時間を要した。そこで、今回のような場合には、実測誤差を吸収できるように伸縮部を排水管の一部に設けた方が良いと思われる。

③後施工アンカー

後施工アンカーの施工は、コンクリート内部に障害となる鉄筋などが無い場合には容易に行えるが、打込み長がコンクリート構造物の鉄筋かぶりより大きいなど内部に障害物がある場合は、非常に困難である。

アンカー打込み孔を設ける位置に、鉄筋が配置されている場合は、その位置を避けて打込み孔を設ける必要がある。そこで、取付け部材に所定数より多い孔を明けておけば、万一鉄筋に干渉されたとしても予備の孔を利用してアンカーの施工が可能であり、取付け部材を現場搬入後に加工することもなく、防錆上の観点からも有利である。また、新設構造物の場合には、積極的に先施工アンカーを採用すべきである。

④埋設型導水管・スラブドレーン

伸縮装置付近の床版コンクリートが著しく劣化していた原因に、伸縮装置付近に滞留する水が挙げられる。本橋が位置するような寒冷地では、冬期には凍結防止剤が撒かれることが多く、それが溶け込んだ水が床版上面に

滞留することは、床版にとって非常に過酷な状況にあることはもちろんのこと、鋼桁にとっても同じである。したがって、伸縮装置前面に集水機能を持つ導水管を埋設し、最下部にスラブドレーンを設けることは、橋体の耐用年数を延ばすために有効な手段と判断される。

⑤ジェットコンクリート

ジェットコンクリートは、硬化が速いことを除けば、通常のコンクリートと同様に施工可能である。しかし、コンクリート硬化時に急激な化学反応を起こしているため、硬化熱は他のコンクリートに比べて大である。よって、その使用に際し、硬化熱の影響を考慮する必要がある。今回使用したバッチャージェットミキサー車では、1回に0.1m³のコンクリートを練り混ぜることが可能で、その供給に要する時間は5分/回程度である。また、本コンクリートの使用量が極少（0.8m³以下）の場合、その購入価格が割高となることから、注意が必要である。

4. あとがき

今回の点検により、前述のとおり多種にわたる補修が行われた。本橋は、塗装劣化が目立ったり、支承アンカーに緩みが確認されたものの、建設より約40年経過しているにも関わらず、その機能を満足していた。また、特筆すべきは、床版コンクリートの健全度である。今回局所的に著しく劣化している部分が発見されたものの、大半は健全であった。これは、過去の点検・補修工事において発見された劣化部が、的確な方法で補修・改良されたことを示している。これを踏まえて、今後、社会資本である橋梁をより長く使用していくためには、引き続き定期的な点検と的確な維持補修が必要である、と考える。

最後に、今回古く痛んだ橋梁を初めて目にしたときは、その光景に衝撃を感じた。橋が古くなっていく様は、人が老いていく様と重なって見え、それを直接見たり触れたりすることで、多くのことを学んだ。今後、一日も長く長田橋が使用されつづけることを願う。

本工事を進めるにあたり、島根県浜田土木事務所には、多大なる御指導を頂いた。ここに深く感謝の意を表す。

2004.12.27 受付

鉄骨製作管理から見た NBFW 法一考察

NBFW Method from the Viewpoint of Steel Frame Manufacture Management

中野 秀二*¹ 大月 喜作*² 田中正俊*³
 Shuuji NAKANO Kisaku OTSUKI Masatoshi TANAKA

Summary

High-performance cold-press forming steel square pipe BCP325T for building structures, for which design restrictions were eased compared with traditional cold forming steel square pipe (BCP, BCR), was developed and authorized by the relevant government ministry. In the steel materials, it is mandatory to apply NBFW methods (Non-Brittle-Fracture Welding) in the joints between columns and girders. Our analysis of construction and quality control when using this welding method for actual steel frame manufacturing is presented.

キーワード：冷間成形角形鋼管（BCP BCR） 建築構造用高性能冷間プレス成形角形鋼管（BCP-T）
 NBFW 法（Non Brittle Fracture Welding） 施工管理 品質管理

1. まえがき

従来の冷間成形角形鋼管（BCP、BCR）の規定では、角形鋼管の平坦部に対して機械的性質を規定しているのみで、加工硬化の影響を受ける角部に関する規定は無かった。これに対して角部についても0℃で70J以上の靱性を保証した「建築構造用高性能冷間プレス成形角形鋼管BCP325T」（以下BCP325Tと言う）が開発され大臣認定を取得し、従来の冷間成形角形鋼管（BCP、BCR）に比べ、種々の設計制限の緩和が可能となった。

ただし、従来の冷間成形角形鋼管（BCP、BCR）に課せられている種々の設計制限を緩和するためには、柱主材にBCP325Tを用いると共に、「冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル（改訂版）平成15年9月 日本建築センター」（以下施工マニュアルと言う）に規定されている、脆性破壊を防止する溶接積層方法〔NBFW法（Non Brittle Fracture Welding）〕（以下NBFW法と言う）を適用することが必須条件である。

今回、NBFW法を適用した鉄骨製作の施工機会が得られたので、本報では特にNBFW法を用いる場合の施工および品質保証という観点から一考察を述べるものとする。

2. NBFW法の概要

NBFW法について、施工マニュアルの133～134ページ

に述べられている概要をそのまま記載することで説明する。なお、BCP325Tの溶接に関する一般の事項は施工マニュアルの114～132ページに述べられている。

NBFW法は冷間プレス成形角形鋼管を柱主材に、柱梁接合部に通しダイアフラム形式を用いた場合の、柱端の溶接に用いるものであり、その模式図と溶接施工の手順の概略を施工マニュアルより抜粋する。

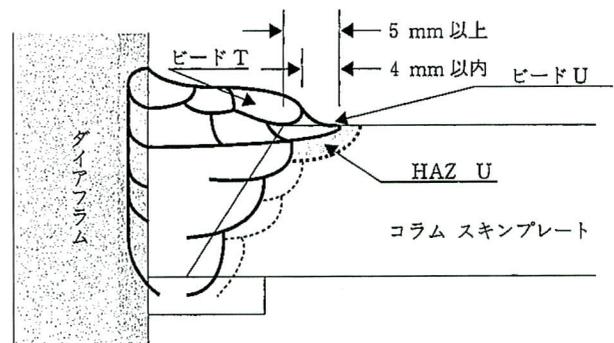


図-1 NBFWの模式図

NBFW法の溶接施工の手順

- ①初層から最終層前までの各層・各パスは施工マニュアル116～132ページに従って溶接施工する。
- ②最終層前の層は、溶接した後に残っている開先深さが1mm～2mmになるように仕上げる。
- ③最終層の積層方法は、3パス以上に分けて施工する。

*¹松本工場品質管理部次長

*²松本工場製造部部長

*³松本工場品質管理課

最終層の止端部溶接ビードとなるビードUとビードUをテンパーするビードTの溶接入熱は、以下の範囲で施工することが望ましい。

ビードU 溶接入熱 15 - 22kJ/cm パス間温度 250℃以下
 ビードT 溶接入熱 15 - 25kJ/cm パス間温度 250℃以下

④ビードUは、**図-1**に示すようにコラムスキンプレート上面開先先端より5mm以上10mm以内に溶接部止端が来るように溶接施工される。ビードTは、テンパー効果を実証するため、ビードUの溶接止端部から4mm以内にビードTの溶接止端部が来るように溶接施工される。また、論文³⁾にNBFW法は「溶接熱影響部 (HAZ) の脆軟化部からの脆性破断を回避する溶接積層方法の提案」として以下の様に述べられている。

- ・開先端上部に余盛を確保することで、亀裂伝播経路を開先面に沿ったBONDから回避させる。
- ・Uビードによるコラム板表面に平行なHAZの生成によって、溶接止端部から亀裂が発生した直後に高靱性の母材に到達し、亀裂伝播速度を緩める。
- ・Uビードによって生じた脆化HAZをTビードによって再熱することで、粗粒化したマイクロ組織を改善し、脆軟化部からの脆性的な破壊を防止する。

3. 施工に関する検討事項の整理

NBFW法の指針として、

施工マニュアル133～134ページおよび「建築構造用高性能冷間プレス成形角形鋼管BCP325Tを用いた鉄骨柱構造の鉄骨製作標準」が示されているが、鉄骨製作側から見ると初めて実工事の施工に採用するに際して十分な情報とは言えず、以下に示す幾つかの項目を明らかにする必要があります。

- ①溶接ビード形状は本質的にバラツキを有しており、溶接寸法は建築、橋梁とも溶接に関する規定において許容を認め、無用な補修を避けるようにしている。
NBFW法においてもビードUとビードTの寸法許容の考え方を明確にする。
- ②NBFW法は自動溶接を指向したものと考えられるが、半自動溶接（人による溶接）が品質および経済面でNBFW法を満たすか。
- ③NBFW法に対応した自動溶接（ロボット溶接）ソフトの対応状況の確認と性能。
- ④NBFW法の品質保証、特にビードUとビードT溶接位置のトレーサビリティの方法を明確にする。

4. 試験計画

前3項の検討事項を確認するために**表-1**に示す試験および検討を行う。

表-1 試験および検討表

| 試験検討事項 | 内容 |
|-----------------|-----------------------------|
| ビードU・Tの寸法許容の考え方 | ・NBFW法開発者との打合せ |
| 半自動溶接の適否 | ・半自動溶接施工試験 |
| 自動溶接の対応状況 | ・ロボットメーカーの調査 ・自動溶接施工試験 |
| 品質保証 | ・上記の試験結果の総合的な判断 ・製作初品の検証 |

5. 試験結果

(1) ビードUとビードTの寸法許容

ビードUとビードTの溶接位置の規定を整理する。

- ・ビードUはコラムスキンプレート上面開先先端より5mm以上10mm以内
- ・ビードTは、ビードUの溶接部止端から4mm以内に溶接部止端が来るように溶接施工される。と述べられている。これらの規定について、NBFW法の開発者からの御指導を頂き下記の考え方を整理した。

- ①ビードUのコラムスキンプレート上面開先先端よりの最小値5mm以上の確保は必須とする。
- ②また、最大値はビードTが確実に溶接されれば、規定されないが今回は13mmまでを目安とする。
- ③ビードTとビードUの間隔（以下d寸法と言う）は、4mm以内と規定されているので、d寸法が0mmでも良い。（ビードTとビードUが重なっても良い）また、d寸法の最大値については6mmまで許容するとした。

(2) 半自動溶接の適否

炭酸ガス半自動溶接の適否について検討すべく材料の

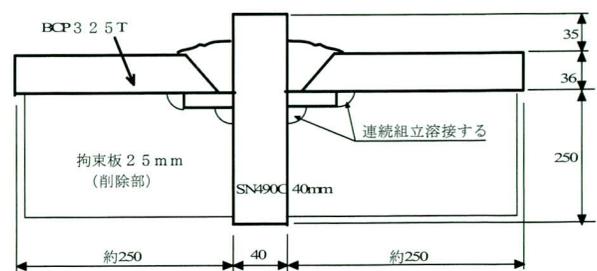


図-2 半自動溶接試験体（平坦部）

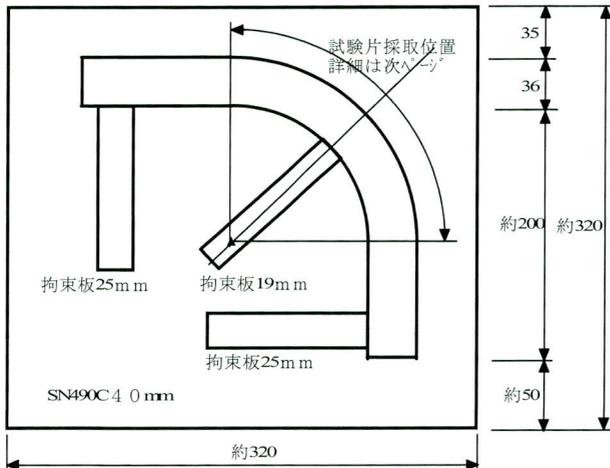


図-3 半自動溶接試験体（角部）

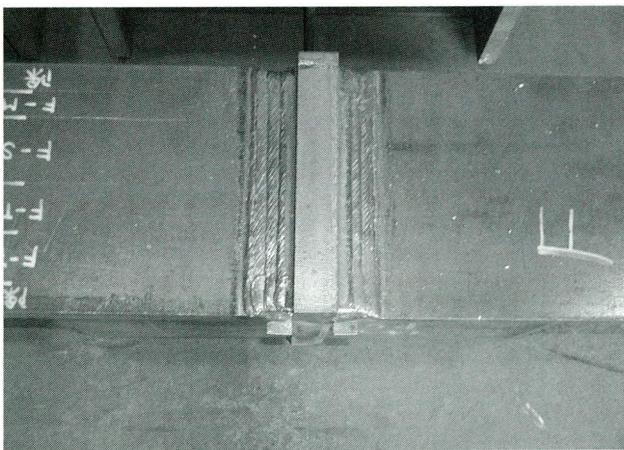


写真-1 平坦部試験体外観

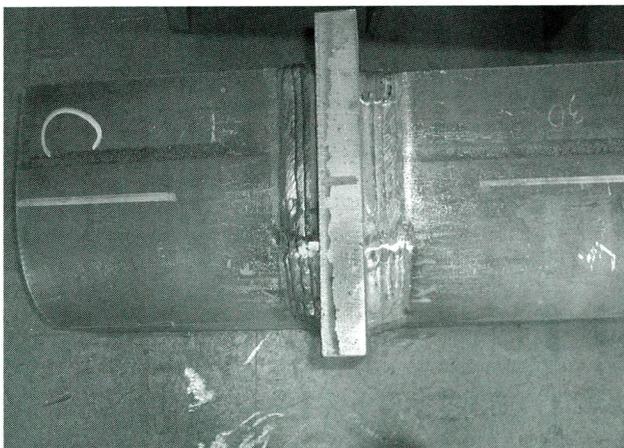


写真-2 角部試験体外観

都合上、図-2, 3に示した二部位に分割して施工試験を実施した。

その結果、写真-1, 2に示すように炭酸ガス半自動溶接は可能であるが以下の問題点が確認され、数量と工期の観点から実施工での採用は難しいと判断された。

炭酸ガス半自動溶接の適用が難しいと判断される理由を整理すると下記のとおりである。

- ・ビードUの位置を溶接施工時に分かるように何らかのガイド（けがき線又はガイド物を置く）が必要である。
- ・ビードUのコラムスキンプレート上面開先先端よりの最小値5mm以上の確保は必須という条件から、大き目になる傾向がある。
- ・ビードTの位置を溶接施工時に分かるように何らかのガイドが必要であるが、その簡便で適切な方法がない。
- ・d寸法の規定を安全側で保持するためには、ビードUとビードTを重ねる気持ちで溶接しないと、許容値（今回の設定6mm）をオーバーする傾向がある。
- ・施工マニュアルの135ページには、場合によって一部立向き溶接が許容されると述べられているが、NBFW法の仕上層はその特性から下向き溶接になるため、角部の溶接において製品の反転回数・ビード継ぎが多くなり実務的でない。

なお、併せて実施した衝撃試験、引張り試験等の機械試験は規定値を満足し良好な結果であった。

(3) 自動溶接の対応状況

2004年4月時点での大手溶接ロボットメーカーのNBFW法への対応を調査した結果、取り組み始めた状況あるいは、ほぼ開発を終了してユーザーへのサービス開始という状況であった。半自動溶接での対応は困難と判断する中で、溶接ロボットメーカーと共同して工事の本施工に間に合うように準備した。

自動溶接施工試験体の形状は、

コラム：□-550×550×25 ダイアフラム：40mm

開先形状：レ形 開先角度：35° ルート間隔：7mm

である。実際に使用する溶接ロボットにてメーカー指導のもと施工試験を実施した。溶接条件を調整することで写真-3, 4に示すように良好な外観と内部の品質についても超音波探傷検査で欠陥の無い溶接を確認できた。

写真-3は確認のために仕上のビードUとビードTの終端部をずらしたものであるが、溶接状態がよく確認できる。注目すべき点は写真左側の仕上がった状態では分りにくいですが、ビードTの下にビードUが確実に溶接され

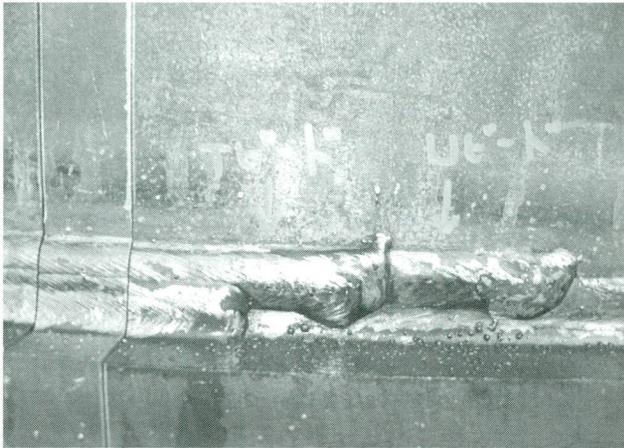


写真-3 仕上ビード状況



写真-4 溶接完了

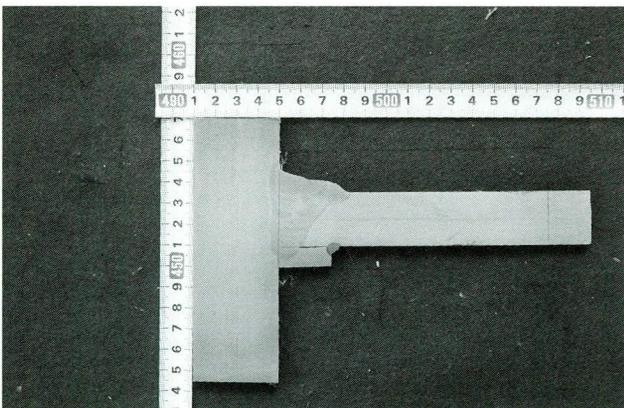


写真-5 マクロ試験

ていることである。この場合のd寸法は2mmに設定している。写真-4はコーナー部の仕上がった状態である。写真-5はマクロ試験である。

(4) 品質保証

図-4に示すようにNBFW法の品質保証は、その特徴であるビードUとビードTが、確実になされていること

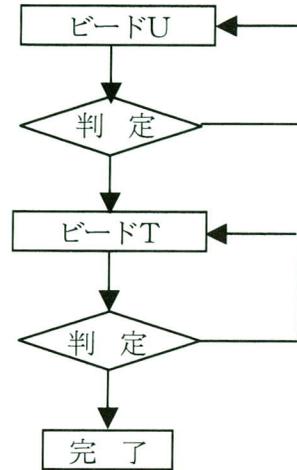


図-4 NBFW法の外観判定の基本フロー

をいかに保証するかにある。

1) ビードUの品質保証

「ビードUのコラムスキンプレート上面開先先端よりビード止端距離（以下w寸法と言う）は最小値5mm以上の確保は必須とする」を、どの様に検証するかについて前述した施工試験から方向付けをした。w寸法を溶接後に検証する方法として、

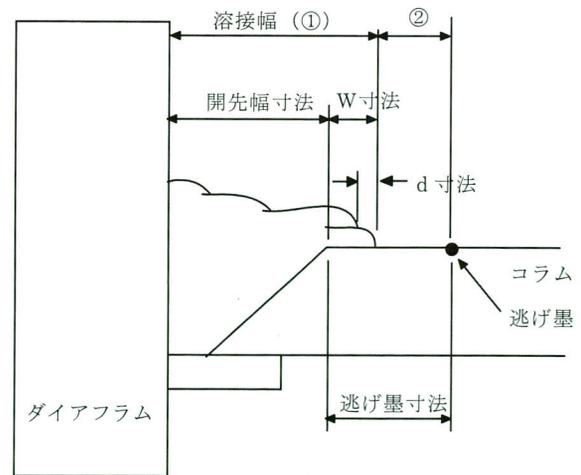


図-5 W寸法 d寸法

a) 溶接幅 (①) から溶接前の開先幅寸法を減ずる方法
 b) 逃げ墨寸法から残り寸法 (②) を減ずる方法
 が考えられるが、施工試験の結果 a)、b) 二つの方法には以下に示す得失があることが分った。

a) の方法

・溶接前の開先幅寸法をコラム近傍に記入する必要がある。

・溶接による開先幅寸法の収縮量を考慮する必要がある。この収縮量は実施した施工試験および製品の初品の検証より一溶接線当たり、1.5～2mm見込む必要があることが分った。表-2は測定例であるが、収縮量は表中のa) - b) で示される。

表-2 測定法によるw寸法差 単位mm

| 部位 | 開先幅 | 溶接幅 | ②寸法 | a) 測定寸法 | b) 測定寸法 | a) - b) |
|----|-----|------|-----|---------|---------|---------|
| 1 | 24 | 31 | 92 | 7 | 8 | -1 |
| 2 | 24 | 31 | 91 | 7 | 9 | -2 |
| 3 | 24 | 30 | 93 | 6 | 7 | -1 |
| 4 | 24 | 31 | 92 | 7 | 8 | -1 |
| 5 | 23 | 30.5 | 91 | 7.5 | 9 | -1.5 |

凡例

- 開先幅：溶接前の開先幅寸法（実測値）
- 溶接幅：溶接後の溶接幅寸法
- ②寸法：逃げ墨寸法を100mmとした時の残り寸法
- a) 測定寸法：（溶接幅寸法） - （開先幅寸法）
- b) 測定寸法：100 - （②寸法）
- a) - b)：（a) 測定寸法） - （b) 測定寸法）



写真-6 d寸法4mm



写真-7 d寸法0mm

b) の方法

- ・溶接前に開先先端から正確な位置に逃げ墨を記入する必要がある
- ・溶接による収縮量の考慮は必要ない。

この二法の内、b) の逃げ墨を記入する方法は、精度、けがき手間、および後工程の溶接・超音波探傷検査により不明瞭になる危険性から施工上は実務的でない判断した。

2) ビードTの品質保証

「ビードTは、ビードUの溶接部止端部から6mm以内にビードTの溶接部止端部があること」を、どの様に検証するかについて明確にする必要がある。

ビードTとビードUが明確に判別されるように溶接されている場合は、その距離すなわちd寸法を測定する。

問題になるのは、ビードTがビードUに重なって溶接され判別が困難な場合の判定方法である。

この点について、d寸法を4mmとしたものと0mm（ビードTとビードUを重ねた場合）とした試験を行い、第

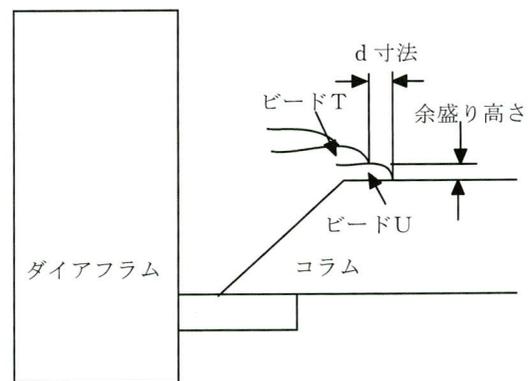


図-6 ビードUとビードTが判別可能な場合

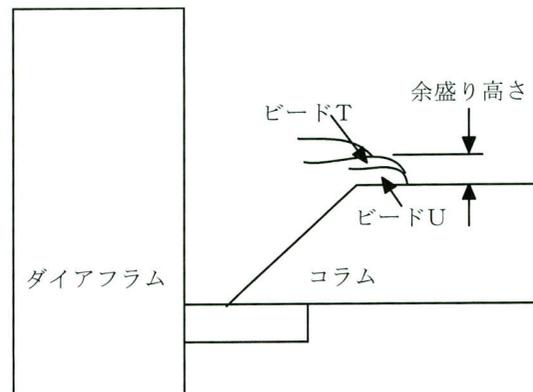


図-7 ビードUとビードTが重なる場合

ービードの余盛り高さを測定することで判別し、しきい値は、

余盛り高さ $\geq 5\text{mm}$ はビードTとビードUが重なる場合、余盛り高さ $< 5\text{mm}$ は重なっていない場合、

と判別できた。(図-6, 7参照)

3) NBFW法の外観検査判定フロー

これまでの結果を外観検査判定法として以下のフローを整理した。

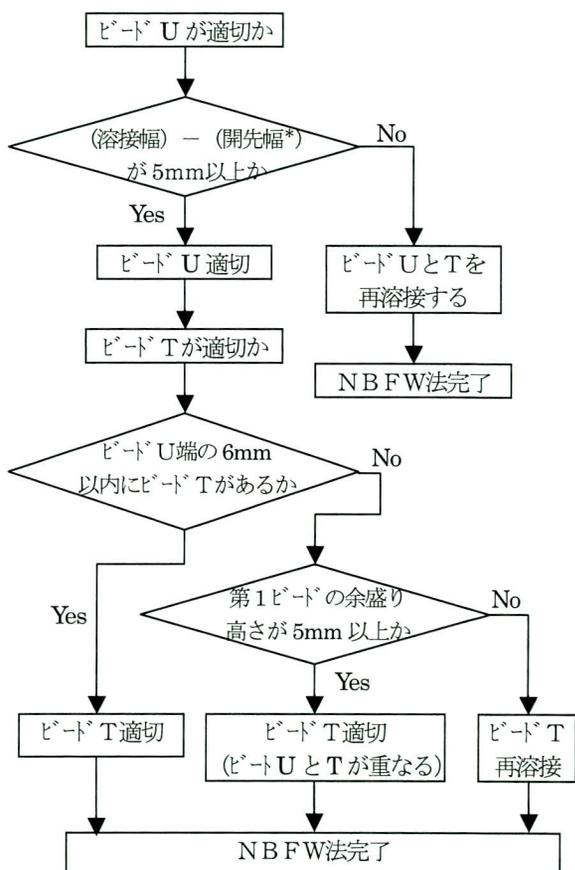


図-8 外観検査判定フロー

フローの中の開先幅*は、溶接前に測定した実測値から収縮量を考慮して2mmを減じた数値とする。

6. 実施工例

実施工の例を製作管理面から報告する。

NBFW法を管理するためには、従前の溶接法に比べてビードUとビードTの溶接位置について保証する必要がある。「5. 試験結果」を反映して管理することになるが、

要点を以下に整理する。

a) ビードUとビードTの寸法許容

- ①ビードUのコラムスキンプレート上面開先先端よりの最小値5mm以上の確保は必須とする
- ②また、最大値は13mmまでを目安とする
- ③ビードTとビードUの間隔は、0mm（ビードTとビードUが重なっても良い）でも良い。また、6mmまで許容する。

b) 半自動溶接の適否

- ①半自動溶接は可能であるが、実務的に採用は難しい。
- ②自動溶接（ロボット溶接）とする。

c) 自動溶接の対応

- ①ソフト性能を施工試験で確認して実施工で対応できた。

d) 品質保証

- ①図-8のフローに従い実施する。その具体的方法として組立した時点で、開先幅（記入する値は実測値から2mmを減じた値）を全数その近傍に記入した。状況を写真-8に示す。（写真中の赤色の数字）



写真-8 開先幅の記入状況

- ②実際の管理表の例を表-3で紹介する。

- ・ビードUのw寸法は、製品に記入された開先幅の値と溶接幅からその差を管理表に記入する。
- ・ビードTのd寸法は実測値を記入する。結果的にd寸法は自動溶接することで、施工マニュアルどおり4mm以下を満足することが出来た。
- ・溶接外観を写真-9（柱梁接合部）、写真-10（NBFW

表-3 NBFW 外観検査表 (例)

| 製品記号 | ダイヤ位置 | 部位 | 溶接長 | 開先幅B | 溶接幅A | w=A-B | d左 | d右 | 月日 | 合否 | 備考 |
|----------------------------------|-----------|----|-----|------|------|-------|-----|-----|------|------|----|
| 2C7A | A (上1) | 北 | 698 | 30 | 41 | 11 | 2 | 2 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | | 南 | 698 | 30 | 41 | 11 | 2 | 1.5 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | | 東 | 698 | 30 | 40 | 10 | 2.5 | 2 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | | 西 | 698 | 30 | 40 | 10 | 1 | 1.5 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | B (上2) | 北 | 698 | 31 | 36 | 5 | 2.5 | 2 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | | 南 | 698 | 32 | 38 | 6 | 2 | 2 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | | 東 | 698 | 31 | 38 | 7 | 1.5 | 2 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | | 西 | 698 | 34 | 40 | 6 | 2 | 2 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | C (上3) | 北 | 742 | 31 | 38 | 7 | 1.5 | 2 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | | 南 | 742 | 34 | 39 | 5 | 1.5 | 2 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | | 東 | 742 | 31 | 39 | 8 | 3 | 2 | 7/20 | ◎合・否 | |
| | | 西 | 742 | 32 | 37 | 5 | 1 | 1.5 | 7/20 | ◎合・否 | |
| 記入要領 | | | | | | | | | | | |
| 1. 開先幅Bは測定2ヶ所の内、大きい方の値とする | | | | | | | | | | | |
| 2. 溶接幅Aは上記の位置の値とする | | | | | | | | | | | |
| 3. W<5 W>13 d>6の個所がある場合は備考欄に記載する | | | | | | | | | | | |

記号凡例

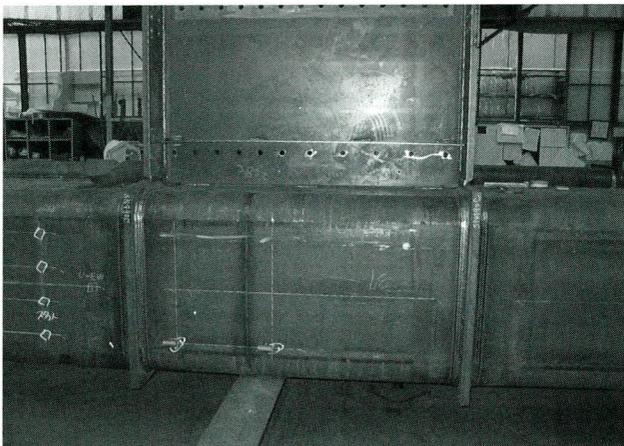
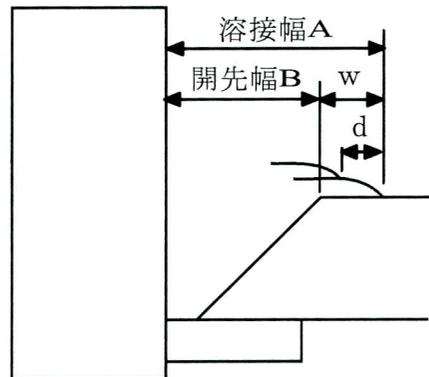


写真-9 柱梁接合部



写真-10 NBFW 法溶接外観

法溶接外観) に示す。手前からビードU、ビードTである。

7. まとめ

今回、初めてNBFW法を施工する機会があり、本工法について鉄骨製作の管理から見た一考察を述べた。

溶接材料、溶接条件等については施工マニュアルに従って施工することで説明を割愛させて頂いた。

今回の施工では本工法のポイントである、ビードUおよびビードTについて良好な結果であった。特にビードTについては「ビードTとビードUの止端距離をやや大きく許容する(6mm)とした」が自動溶接(ロボット溶

接)することで4mm以内に管理できた。

また、外観検査記録のビードUの位置は理論的には、コラムの板厚を変数として一元的に検証出来るはずであるが、組立精度(開先角度・ルート間隔等)による開先幅のバラツキのため、写真-8に示すように製品に全数記入する方法とした。今後、NBFW法に対する自動溶接の適用例が多くなり、信頼性が高まることで、外観検査方法を簡便に出来ると思われる。

また、本報では溶接による開先幅寸法の収縮量を管理上2mmと設定したが、板厚あるいは溶接順序によって変動する要素があるので、それぞれ加工工場において確認されるのが望ましい。

なお今後、多くの鉄骨製作会社でNBFW法を施工する場合、現在、提供されている資料のみでは情報が乏しい。NBFW法開発サイドへは、①半自動溶接せざるを得ない場合の対処 ②ビードU、ビードTの許容寸法の考え方 ③溶接補修 ④製作管理等について詳細な鉄骨製作側へ

の統一した手引き書の発行を要望致します。

一考察ですが今後、本報告がNBFW法を施工される鉄骨製作会社の参考になれば幸いと存じます。

最後に、御指導頂いた多くの方々にお礼申し上げます。

<参考文献>

- 1) 冷間成形角形鋼管設計・施工マニュアル(改訂版) 平成15年9月、日本建築センター
- 2) 建築構造用高性能冷間プレス成形角形鋼管BCP325Tを用いた鉄骨柱構造の鉄骨製作標準, 2004年5月, コラム製作メーカー
- 3) 「全断面靱性を保証した冷間成形角形鋼管の構造特性」(NKK基礎技術研究所 他)

2004.12.28 受付

グラビア写真説明

志村一号橋

県道糸原杵築線は、国東半島の海岸沿いを走っており、本橋の架設箇所は海岸から若干離れた谷間に、耐候性鋼材の無塗装仕様として架けられました。架設方法は当初、全径間にベント設備1基で単材架設という計画でしたが、曲率がR=100mの曲線钣桁のため、形状管理の困難さ、横倒れ座屈防止等を考慮して、主桁を対傾構、横構等の二次部材で予め組立て擬似箱桁として架設作業を行いました。(渡部陽一)

相生陸橋

環状第8号線は、大田区の羽田空港を起点とし、世田谷、杉並などを経由し、北区まで達する全長44.2kmの都市計画道路で、平成17年度に全線開通の予定です。相生陸橋は、この環状第8号線上において、都道である補助201号線、首都高速5号線と3層に交差する箇所に設置されます。本陸橋の架設は、弊社と東急建設が共同で開発した『QS工法』を用いて行います。この『QS工法』はまず、側径間の架設をクレーンによるベント架設工法で行い、次に架設された側径間の桁の上で、中央径間の架設桁を組立て、リフト付きの大型搬送車(ドーリー)で交差部にいっきに引き出して架設を行う新技術です。この工法は、都道の交通規制を最小限に抑さえ、短時間で架設する事が可能になり、また上空の首都高速へ影響を与えることなく施工する事が可能です。都市部における道路の特徴でもある立体交差部の、工期の短縮・最小限の交通規制が求められる現場に適した架設工法です。但し本工事では、QS工法の特徴のひとつである上下部一体のセットバックは行いません。(渡部陽一)

下路トラスでの供用下における上横構の交換

Replacement of Upper Lateral Bracing of In-Service Through Truss Bridge

永見 研二*¹ 内池 和彦*² 沓掛 靖男*³ 佐藤 昌義*⁴
 Kenji NAGAMI Kazuhiko UCHIIKE Yasuo KITSUKAKE Masayoshi SATO

Summary

The Choshi-obashi Bridge, steel through truss, is located at a river mouth and greatly affected by airborne sea-salt, which causes corrosion and significant damage to the bridge members. This report describes replacement of corroded upper lateral bracing of the in-service bridge.

キーワード：腐食、上横構、部材交換

1. まえがき

本報告で対象とする、銚子大橋は、千葉県と茨城県との県境を流れる利根川の河口部に位置する延長約1.2kmの長大橋である。その中央部分には、5径間連続ゲルバートラス橋（橋長406.6m）を採用しており、昭和37年に日本道路公団が建設、昭和49年に千葉県と茨城県に移管されたものである。（図-1）

本橋は供用以来すでに40年以上が経過していること、架橋地点が河口部で飛来塩分の影響を受ける厳しい環境下にあること、更に予想を上回る交通量の増加と車両の大型化により部材に著しい損傷が生じていた。そのため、これまでも種々の調査、耐荷安全性の検討、並びに維持補修工事が実施されている。

本報告は、平成13年から3ヶ年で実施されたりフレッ

シュ工事の中で、平成14年に施工された上横構の取替えについて報告するものである。

2. 現橋概要

| | |
|----------------------------------------------------|-----------------------------------------------------|
| 位置 | 利根川河口部（千葉県銚子市と茨城県波崎町に架かる） |
| 路線名 | 国道124号 |
| 橋格 | 1等橋 |
| 支間 | 64.2m + 85.6m + 107.0m + 85.6m + 64.2m （トラス部分のみ） |
| 構造形式 | 張出構と吊構を有する5径間連続トラス橋 |
| 幅員 | 7.0m |
| まえがきでも述べたように、本橋は潮風の影響を多大に受ける河口部に位置し、40年以上も供用されているこ | |

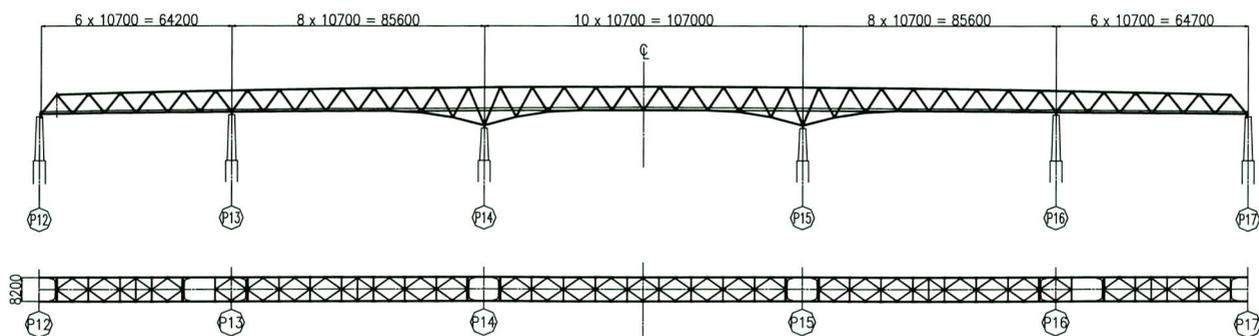


図-1 銚子大橋一般図

*¹宮地建設工業(株)保全部

*²宮地建設工業(株)工事部課長

*³宮地建設工業(株)保全部特別調査役

*⁴(株)宮地鐵工所保全部課長

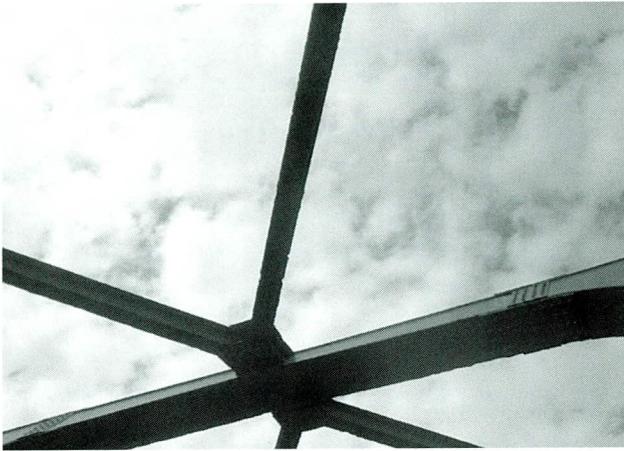


写真-1 横構の腐食

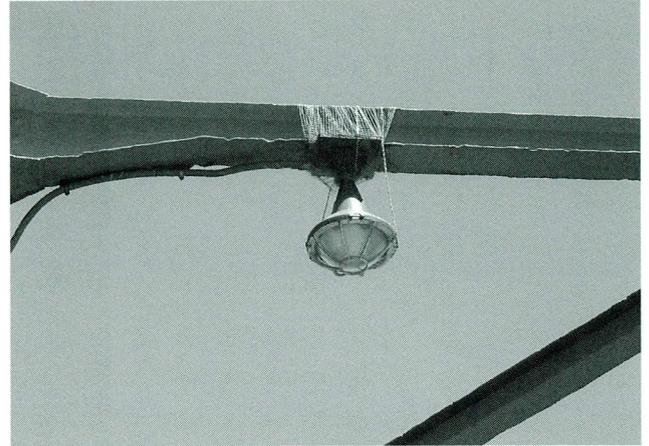


写真-2 照明の腐食

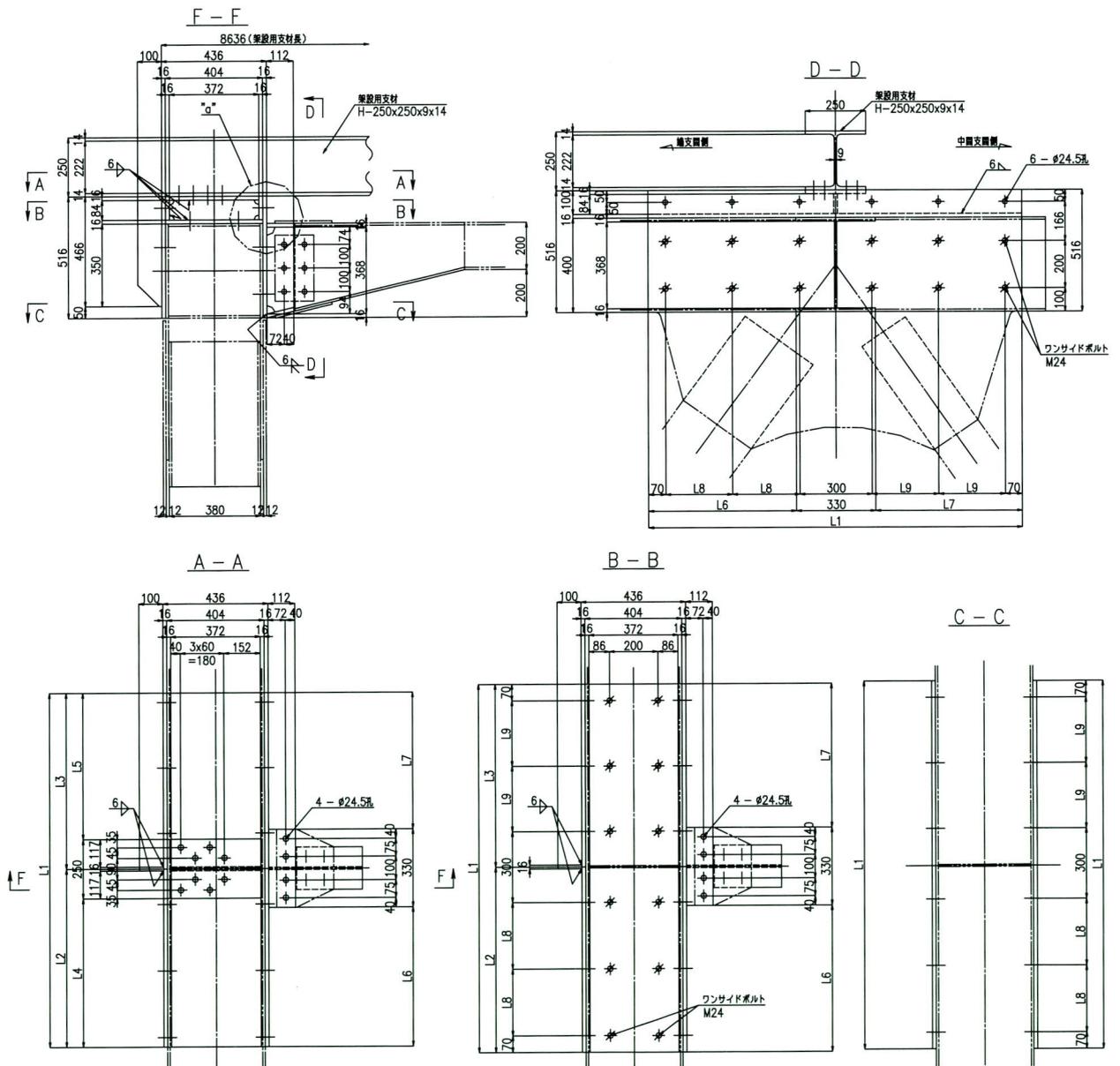


図-2 ガセット部の構造

とから、鋼材に著しい腐食が発生していた。本工事対象部材である上横構についても腐食が著しく、路面上からの目視点検でもフランジの層状はく離、断面欠損が確認できる程であった（写真-1）。また、上横構に添架されである照明（写真-2）についても取り付け部の腐食により、常時落下の危険性があり、第三者被害を防止するうえで早急に対策を施す必要があった。

3. 補修計画

上横構はフランジ断面の欠損が著しく、路面上からものこぎり状に欠損しているのが目視確認できる程であった。照明についても車両通過時の振動や風などにより揺れているのが確認できる状態であった。横構取り付け部ガセットについても、フランジ断面同様に欠損が著しく補修が必要であった。

施工にあたって銚子大橋は近隣に迂回する橋梁がないため、全面通行止めをすることが困難で、夜間片側交互交通で施工することが条件であった。今回の横構補修は、横構本体の取替よりもガセット部の腐食部材の施工がより困難であり、夜間の限られた時間の中で撤去・復旧を行わなければなかったため、新設するガセット構造は施工性に重点をおき決定した。

(1) 横構及びガセットの取替

横構本体に関しては新規部材に取り替えることとし、断面についても元設計と同一断面を使用することとした。

ガセットについても腐食が著しいので新規部材に取り替えることとしたが、上弦材本体についてもかなりの腐食があることや、既設母材が40年以上経過している鋼材のため現場溶接による部材の取り付けは避け、ボルト構造による取り付けとした。前述した上弦材本体の腐食補強と、夜間施工での施工性を考え、上弦材を巻きかてるように補強し、そこにガセットを取り付ける構造とした。上弦材への取り付けボルトは、片側から施工できるワンサイドボルトを使用した（図-2）。照明については横構に直接ボルトで取り付けける構造とした。

(2) 施工計画

横構取替え時は、供用下の作業で一時的に横構を撤去することになるため仮設支材を設置した（写真-3）。図-3に施工フロー、図-4に施工ステップ図を示す。

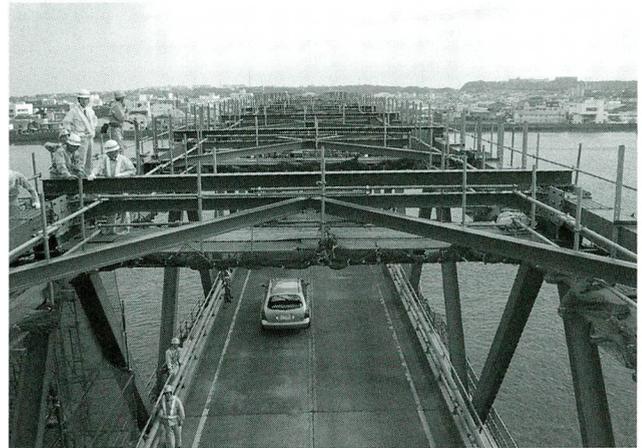


写真-3 架設支材

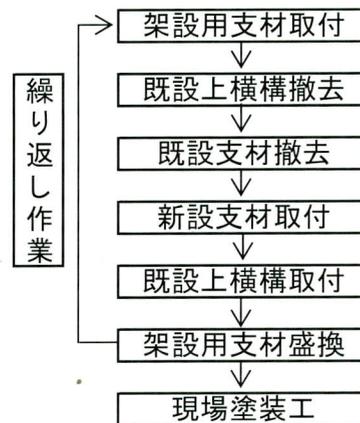


図-3 施工フロー

施工ステップにおいて、一度に撤去できる横構のパネル数は解析によりもとめている。解析には台風対策として足場や足場に設置されるネットなども考慮して行った。

4. 施工

施工は、すべての作業が路面より上側になり、なおかつ供用下であるため最新の注意を払って行った。

足場の設置は、上弦材・下弦材下面足場とし、吊り材にL材を使用し、上横桁下面是既設横桁の取替があるため、吊り点をなくするためH鋼梁とし、梁を設けることで風や地震などの横荷重にも耐えられる構造とした。

また、上横構取替時の既設材撤去は、ガス切断となるが、既設上横桁の腐食が激しく、切断時に火の粉が飛び恐れがあるため、深夜の通行量が少なくなる時間帯で約1~2分間一時通行止めを行い、数回に分け切断撤去した。施工順序はセンターラインを挟み上下流1/2で撤去

ニールセンローゼ桁橋のRC床版に関する技術検討

Measures to Prevent in an RC Slab of a Nielsen-Lohse Girder Bridge

山下久生*¹ 能登宥愿*² 赤池武幸*³ 本田政明*⁴ 野澤栄二*⁵
 Hisao YAMASHITA Hiroyoshi NOTO Takeyuki AKAIKE Masaaki HONDA Eijii NOZAWA

Summary

In general, a Nielsen-Lohse girder bridge is designed with the RC slab in the inside of the main structure. Recently, however, bridges of this type have been wider and have been made with the footway deck in the outside and the driveway slab in the inside of the main structure, which are supported by the lower chords. Such revised designs are sometimes prone to having initial cracks. Accordingly, it was decided that the Mizutori-ohashi Bridge, a bridge with the revised Nielsen-Lohse design, should be examined to determine if it is prone to such cracks, and to study measures to prevent the cracking. This paper gives an outline of the examination, a description of the measures, and an overview of the results.

キーワード：ニールセンローゼ桁橋、非合成、RC床版、膨張剤、FEM解析、温度応力解析

1. まえがき

みずとり取大橋(写真-1)は、スパン106.750m、主構間隔9.0m、全幅員15.4mのニールセンローゼ桁橋である(図-1, 2)。斜材は、DINAアンカーケーブル(7φ×73本：被覆外形80φ)を片側20本、合計40本使用している。本橋のRC床版は、歩道は主構外側、車道は主構内側という配置となっている。このRC床版は歩車道連続した一体型であり、下弦材に打ち下ろす構造を採用している。

福井県は、製作・架設施工の際、業務委託¹⁾として床版工の技術検討(解析および報告書作成まで)を発注すると同時に、構造体がコンクリート床版に及ぼす影響について、設計、施工および品質管理面から検討を行うことを目的に床版工技術検討会(以下、検討会)を設置した。弊社はこの検討会に委員として加わり、解析方法および施工方法の審議に参加した。本稿では、その内容が貴重で有用な資料であることから、解析内容、施工方針、それに従った実施施工状況について述べる。

2. 構造概要

本形式の特徴である、歩道と車道を主構の内外で分離

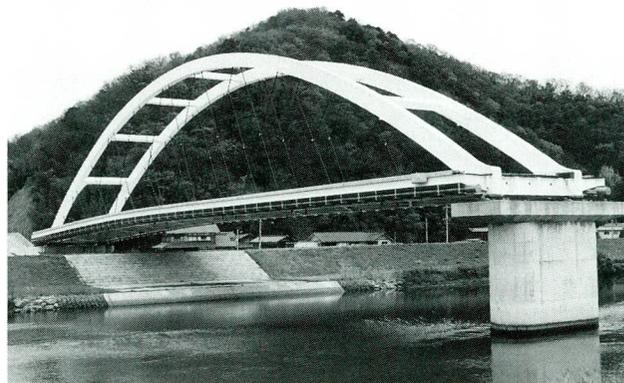


写真-1 橋梁全景 (P5～P6)

し下弦材に床版を打下ろす構造は交通の安全性に優れ、また構造上は主構間隔が特別大きくならず橋脚幅が抑えられ、合理的な橋梁形式と考えられる。しかし、直射日光が当たる上弦材やケーブルと歩車道一体型の床版に隠れて日陰となる下弦材には、温度差が生じる。この時、伸びようとする上弦材により、温度変化のない下弦材にも引張応力が生じる。一方、床版には当初より乾燥収縮と下弦材等の拘束により橋軸方向の引張力が生じていると考えられるが、上記上弦材の温度影響のため下弦材を介して橋軸方向の引張応力が増加すると思われる。本橋の設計条件は非合成であり、床版の設計自体は道路橋示

*¹技術本部技術研究所技術開発課課長代理

*²技術本部技術研究所所長

*³建設本部工事部所長

*⁴生産本部製造部計画室計画一課

*⁵関西支社工事技術G

次に桁端部と1/4部の2カ所を全要素ソリッドとしたFEMモデルを別途作成した。このモデルに上記全体解析結果を入力し、自重を含む活荷重など外力による床版の応力状態を把握する。さらに同じソリッドモデルで温度による時刻歴解析を実施し、乾燥収縮、クリープの影響を含めた床版応力の状況を把握する。そして外力による応力と温度による時刻歴解析のmax時の応力を加算し、床版の応力分布およびその値を確認する。その結果により必要があれば、対策を講ずることとした。

なお全体解析と外力によるFEM解析は、汎用解析プログラムMARCで実施し、温度によるFEM時刻歴解析はASTEAMACSで行った。

4. 解析条件

(1) 立体骨組&シェルによる全体解析

モデル要素は、次の様にした。上下弦材、横桁など鋼材は3次元梁要素とし、斜材のケーブルはサグが考慮できる2節点ケーブル要素、床版は四辺形厚肉線形シェル要素とした(図-4)。

支点条件は、実際のゴム支承弾性係数に合わせて弾性支持とした。荷重条件は、現実の架設を考慮し、死荷重は前死荷重と後死荷重に分割して載荷した。はじめに鋼材単独状態のモデルに前死荷重(鋼重、床版、ハンチの各自重)を載荷し、続けて鋼材に床版を追加したモデルに後死荷重(地覆、高欄、舗装、添架物の各自重)、B活荷重(3ケース)、上弦材と下弦材の温度差(30℃)を載荷した。鋼材と床版の結合は、スタッドを想定した梁要素で前死荷重載荷後に結合した。合成作用としては鋼板とコンクリートの付着作用でも応力は伝達されるが、本検討では接合部材により全ての力が伝達されると仮定した。ダミー部材は、剛な部材で、間隔はおよそ1mピッチで配置してある。

(2) 自重を含む外力によるFEM解析

モデル要素は、下弦材、横桁、縦桁等の鋼材、RC床版のコンクリート材ともに3次元直方体(6面体)ソリッド要素とした。鉄筋は、モデル化していない。

境界条件は、桁端部モデルと1/4位置モデルで異なるが鋼材ソリッド要素に弾性梁要素を接続し、その端部を固定するなど、実際の挙動に近づく様にした。また、作用力は、立体骨組&シェルによる全体解析で応力の大きい状態の軸力と曲げモーメントを入力した。すなわち前

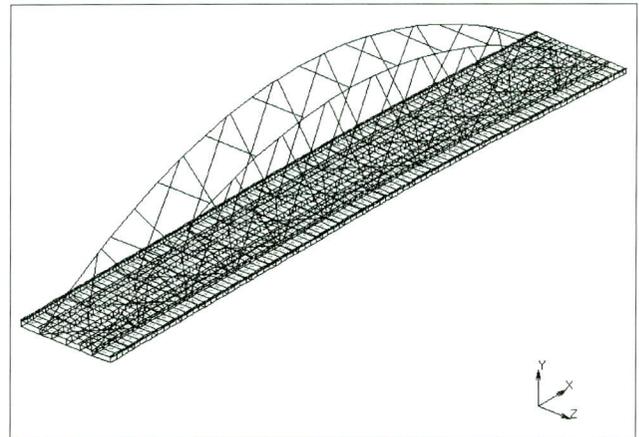


図-4 立体骨組&シェル モデル図

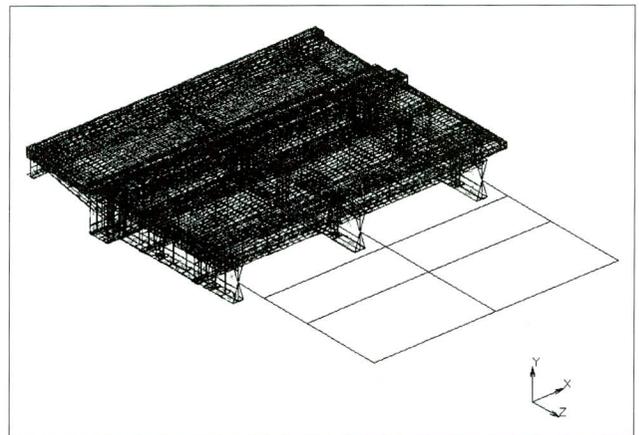


図-5 桁端部 モデル図

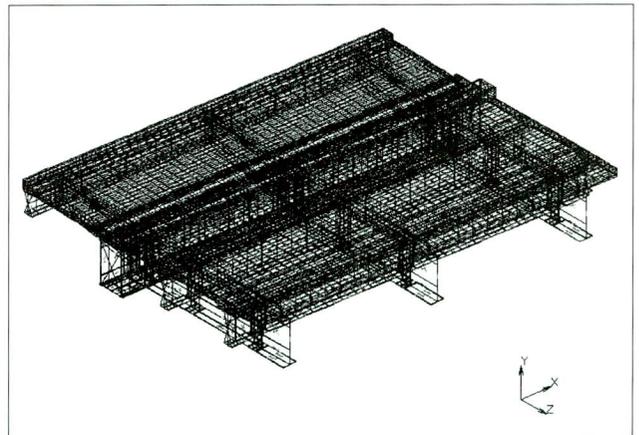


図-6 1/4位置 モデル図

死荷重(鋼材、床版、ハンチの各自重)、後死荷重(地覆、高欄、舗装、添架物の各荷重)、B活荷重、上弦材と下弦材の温度差(30℃)による発生断面力とした。

鋼材と床版の結合は、スタッド配置を想定した格点で、鋼要素とコンクリート要素の各格点の3自由度を拘束した。

(3) 温度による時刻歴 FEM 解析

モデル要素は、下弦材、横桁、縦桁等の鋼材、RC床版のコンクリート材ともに3次元直方体（6面体）ソリッド要素とし、自重を含む外力による FEM 解析と同じとした。鉄筋は、モデル化に考慮していないことも同様である。

境界条件は、下弦材部材下端を拘束した。その他の解析条件としては、温度は架設現場に近い福井市の月平均気温を入力した。解析期間は、実際の打設予定月の7月より翌年12月までの1年半とし、経時変化を確認した。鋼材と床版の結合は、スタッドを想定した要素を結合した。

コンクリートは、普通ポルトランドセメント、設計基準強度 270kgf/cm²、単位セメント量 320kg、W/C=50%とした。また、基本設計においては膨張剤の使用は計画されていなかったが、本検討では、膨張剤 30kg/m³を考慮した解析も行った。この膨張剤の影響式は、(社)機械化研究所で行われた実験²⁾より求められた式を用いた。

$$\epsilon_{ex}(t) = 8.0 \times \{1 - \exp(-0.7t^{1.5})\}$$

5. 解析結果

(1) 立体骨組 & シェルによる全体解析

実際の挙動および応力状態に近づけるため、入力座標はキャンパー分を上げ越した座標とした。この状態で鋼材のみの剛度のモデルに前死荷重を載荷した。続けて床版の剛度を加えたモデルに後死荷重を載荷した。以上の全死荷重載荷状態のモデルに、B活荷重（3ケース）と温度荷重を加えた。温度は、上弦材とケーブルにのみ+30℃を与え、床版、下弦材等と温度差が発生する状況を解析した。その結果、解析前に予測した橋軸方向への変化はほとんどなく、床版は Pt.122（G1主桁 CL位置：図-7参照）で上方へ約40mm変化していた。これは上

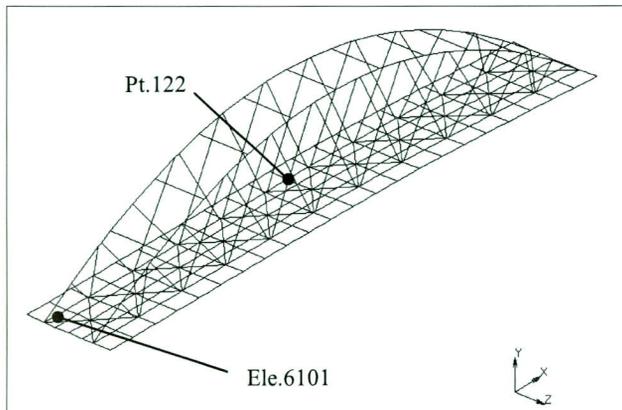


図-7 格点、部材番号位置

弦材が桁端部で下弦材と剛結されているため水平方向へは伸びず上方へ膨らみ、斜材ケーブルを介して下弦材が上方へ引張られ、同時に床版も上方に持ち上げられたと考えられる。主桁の軸力は、桁端部 Ele.6101 で全死荷重時 539tf、全死+温度時 547tf、全死+活荷重（case-1）時 636tf、全死+温度+活荷重時 644tfであった。この部材の温度差が要因となる応力は 8tf/30℃となった。また活荷重では+97tfの変化があった。

(2) 自重を含む外力による FEM 解析

入力荷重は、全体立体シェル&骨組解析結果より求めた。床版に応力が作用する床版硬化後から最大となる状態までの主桁、縦桁、床版の断面力の変化量を入力した。全体立体シェル&骨組解析では、端部、1/4位置とも死荷重+活荷重+温度差の荷重ケースで床版応力が最大となっていた。

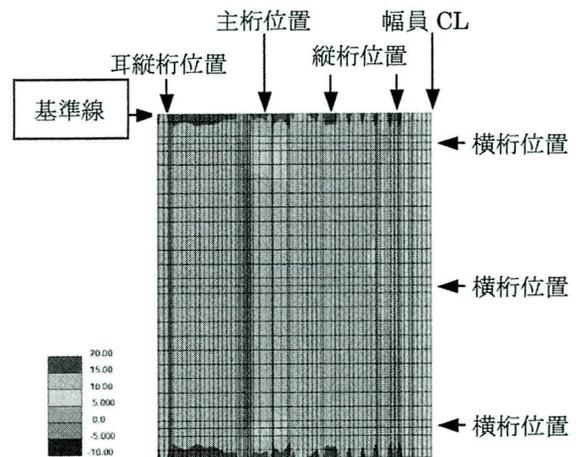


図-8 1/4位置 床版上面橋軸方向応力

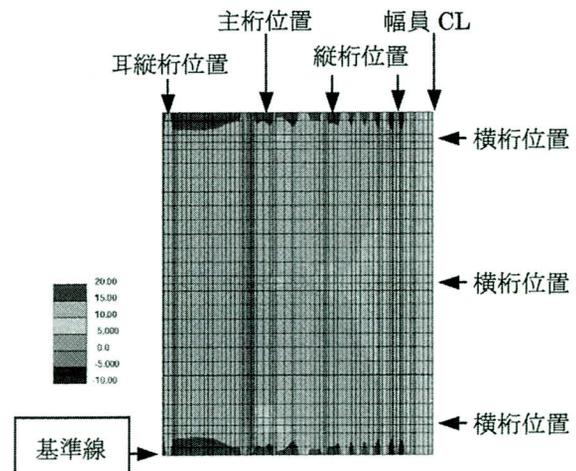


図-9 1/4位置 床版下面橋軸方向応力

1/4位置モデルでのFEM解析結果（橋軸方向応力分布）を図-8, 9に示す。1/4位置モデルでは、上下面とも全体的に10kgf/cm²強の橋軸方向引張応力が発生した。端部モデルでは、応力分布図はここでは省略するが、全体的に10kgf/cm²弱の引張応力が広がっていた。なお、図-8, 9応力分布図の上下端に見られる高い応力は、荷重入力による局所的な応答値と考えられ、実際の挙動を示すものではないと判断した。よって、その応力値は今回の検討対象から除外した。

(3) 温度による時刻歴FEM解析

打設直後から7日間の弱材齢時の温度および橋軸方向応力の1/4位置モデルでの経時変化を図-11, 12に示す。ピックアップ位置は、図-10に示す。床版温度は、打設直後から上昇が見られ、12時間を過ぎた頃がピークとなり最高で35℃程度を示している。この解析では、打設時の温度は、20℃と設定していた。また、本結果は膨張剤の影響を考慮した解析結果であるが、橋軸方向応力は当初は圧縮応力が作用し、1/4位置モデルでは、打設後6日を過ぎた頃より引張応力に変化し始めている。端部モデルでは、3日目を過ぎる頃から引張応力に変化している。次に打設後1年半の温度および橋軸方向応力の1/4

位置モデルでの経時変化を図-13, 14に示す。ピックアップ位置は、図-10に示す格点である。今回の解析条件での応力のピークは、打設後380日頃となっている。その時の1/4位置床版の橋軸方向応力分布を図-15, 16に示す。上面に比べ下面では、ほぼ全面に5kgf/cm²強の橋軸方向引張応力が発生している。桁端部モデルでも同様の結果となった。上面では、全体的に5kgf/cm²程度の橋軸方向引張応力が発生している。下面でも全体的に

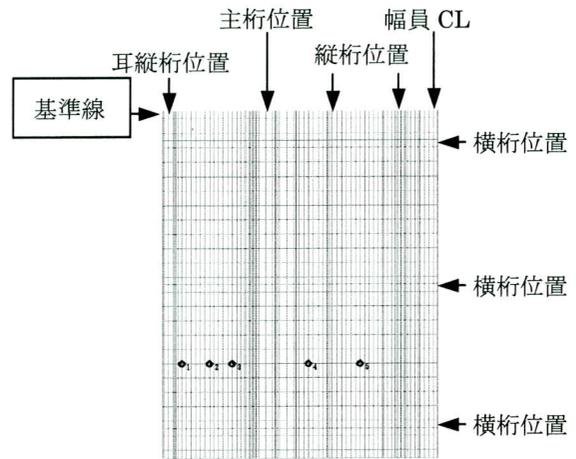


図-10 1/4位置モデルグラフピックアップ位置図

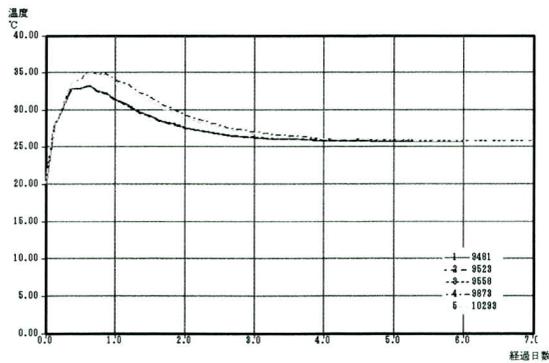


図-11 打設後7日間の温度変化

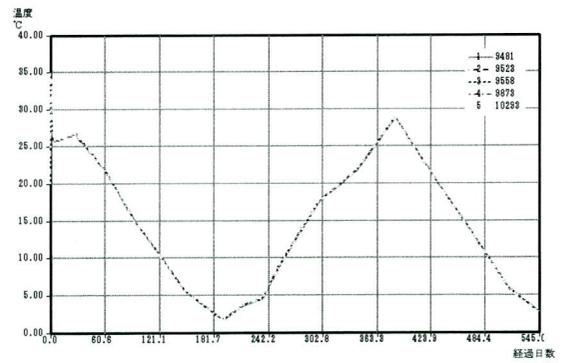


図-13 打設後1年半の温度変化

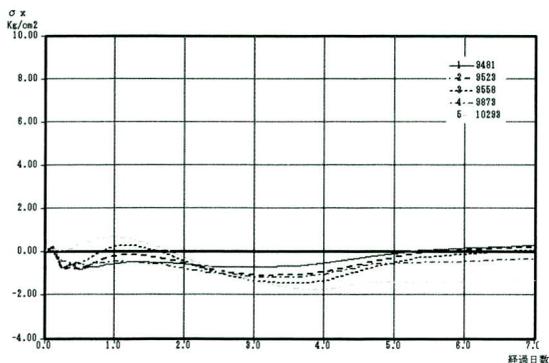


図-12 打設後7日間の橋軸方向引張応力

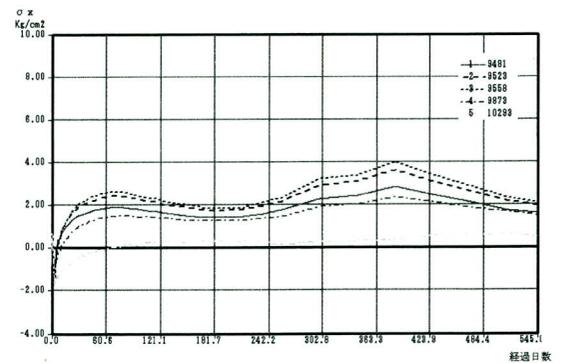
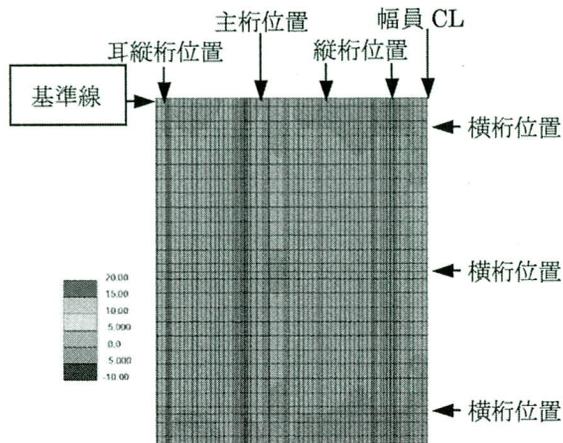
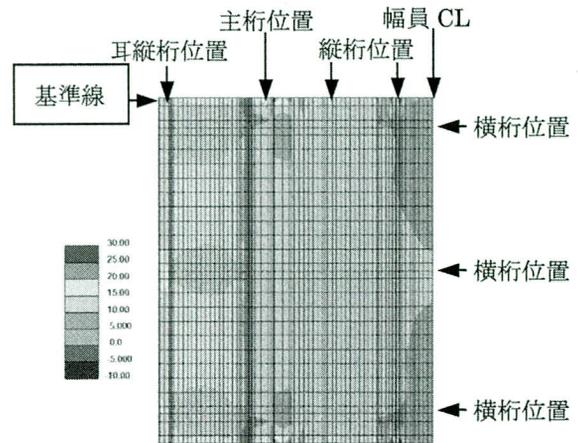


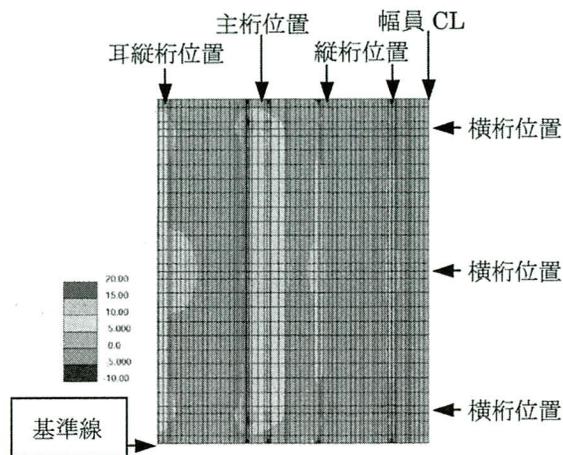
図-14 打設後1年半の橋軸方向引張応力



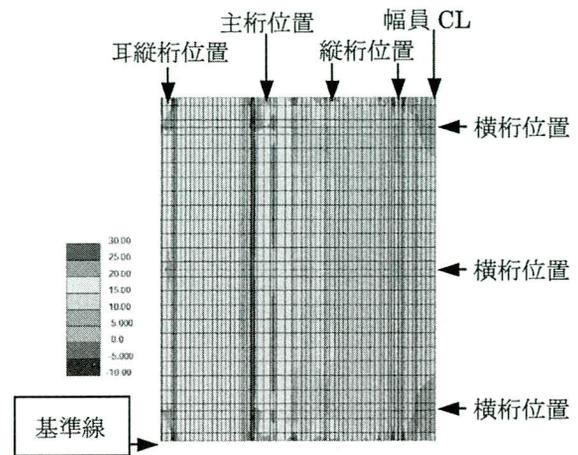
図一 15 1/4位置床版上面 打設380日後橋軸方向引張応力分布



図一 17 1/4位置床版上面 外力+温度橋軸方向引張応力分布



図一 16 1/4位置床版下面 打設380日後橋軸方向引張応力分布



図一 18 1/4位置床版下面 外力+温度橋軸方向引張応力分布

5kgf/cm²程度の橋軸方向引張応力が発生しているが、主桁・縦桁部分では、10kgf/cm²弱を示している。端部モデルでも同様であるが切欠き部から歩道と車道側へそれぞれ10kgf/cm²弱の橋軸方向引張応力が分布している特徴があった。なお今回のモデルおよび解析条件での膨張剤は、およそ10kgf/cm²の引張応力低減効果があった。

外力による影響と温度による影響を足し合わせた1/4位置モデルでの結果を図一17、18に示す。上下面とも歩道部では20 kgf/cm²弱、車道部では15 kgf/cm²程度の橋軸方向引張応力となっている。下面側がやや大きめの値で、主桁スタッド部では20 kgf/cm²強となっている。次に端部モデルでは1/4位置モデルに比べ、歩道部と車道部の差は小さくなり、上面と下面の差が大きくなっている。すなわち上面の橋軸方向引張応力は10 kgf/cm²以下となっているが、下面では主桁を中心に歩道部、車道部に15 kgf/cm²程度の引張応力となっている。主桁スタッド

表一 基本設計の配筋状態での鉄筋応力

| モデル区分 | 照査箇所 | 鉄筋径 | ピッチ mm | 鉄筋応力 kgf/cm ² |
|--------|------|-----|-----------|-----------------------------|
| 桁端部位置 | 歩道上側 | D19 | 300 | 988 |
| | 車道下側 | D19 | 300 | 1830 |
| 1/4部位置 | 歩道上側 | D19 | 300 | 1474 |
| | 車道下側 | D19 | 300 | 1987 |

下部は、1/4位置モデルと同様に20 kgf/cm²強となっている。端部モデルと1/4位置モデルを比較すると、1/4位置モデルの方が橋軸方向引張応力は、若干大きい結果となった。

(4) 外力および温度による解析結果の総合評価

端部モデルでは主桁、縦桁のスタッド近傍下面で10～15kgf/cm²の橋軸方向引張り応力が発生している。1/4位置モデルでは、上面では歩道部から主桁付近に、また、

下面ではほぼ全面に10～15kgf/cm²の橋軸方向引張り応力が発生している。これらの結果を基に、床版に発生する引張応力を配力鉄筋のみで受け持つとした場合の照査結果を表-1に示す。許容応力度は、鉄筋（SD295A）の引張許容応力度1400kgf/cm²から疲労の影響を考慮した余裕量200kgf/cm²を差し引いた1200kgf/cm²とした。1/4位置と桁端位置の2断面を基本設計での配筋で照査したが、ほとんどの箇所です許容値を超える結果となった。

また、後死荷重、活荷重、温度差で生ずる外力による影響、そして温度による影響（乾燥収縮、クリープを含む）の各成分に分けた応力状態で確認すると、桁端部の上面は外力による影響が大きく、下面は外力と温度は、ほぼ同程度の影響となっている。1/4位置では、温度による影響（乾燥収縮、クリープを含む）が端部に比べ上面は大きく、下面は端部と同様な影響であった。

6. 対策方針

解析結果より完成後のRC床版には、橋軸方向の引張応力が増加する可能性があることが確認された。上記内容および対策案を取り纏めた報告書が検討会へ提出された。検討会ではこの引張応力を低減するための対策が議論され、下記に示す方針を決定した。

- ・配力鉄筋の径、ピッチを変更し鉄筋比を増やす。非常に厳しい腐食環境下という条件でひび割れ制御の照査を行う。
- ・膨張剤を30kg/m³加える。
- ・床版の打設は、車道部地覆を除き1回打ちとし、トロウエルで表面仕上げを行う。
- ・防水対策として、車道部はゴム系シート防水層、歩道部は塗膜防水層、地覆の立上がり部はポリウレタン塗膜防水を施す。

7. 対策方針に従った応力評価

歩道部の配力鉄筋は、基本設計とおりD19とした。ピッチは150mmに変更し、床版厚さが160mmと薄いため上下の配筋を千鳥配置とし、コンクリート打設の施工性に配慮した。車道部は、鉄筋径をD22に上げ、ピッチも必要な鉄筋量を確保するため変更した。必要な量とは、対策方針に記した厳しい腐食環境下でのひび割れ制御の照査³⁾を満足する鉄筋量である。照査結果を表-2に示す。配力筋を増やすことにより、鉄筋比は次のようにな

表-2 変更後の鉄筋応力

| モデル区分 | 照査箇所 | 鉄筋径 | ピッチ mm | 鉄筋応力 kgf/cm ² |
|--------|------|-----|-----------|-----------------------------|
| 桁端部位置 | 歩道上側 | D19 | 150 | 533 |
| | 車道下側 | D22 | 150 | 728 |
| 1/4部位置 | 歩道上側 | D19 | 150 | 829 |
| | 車道下側 | D22 | 150 | 810 |

注) 歩道部の上下鉄筋は、千鳥配置。

表-3 コンクリート配合表 単位kg/m³

| セメント | 混和材 | 水 | 細骨材① | 細骨材② | 粗骨材 | 混和材 |
|------|-----|-----|------|------|------|------|
| 337 | 30 | 165 | 596 | 238 | 1111 | 4.69 |

った。歩道部は、基本設計時の1.8%から2.3%に変わり、車道部は同じく0.8%から2.2%となった。結果的に引張応力が作用する床版、すなわち連続桁における中間支点部床版での必要配力鉄筋配置の1つの目安となる2%程度となった。

8. 実施施工概要

検討会で決定された対策項目に従い、床版コンクリート打設計画書を作成し、現場施工が行われた。使用材料として、セメントは普通ポルトランドセメント、膨張剤はデンカCSA#20(30kg/m³)を採用した。混和剤は、AE減水剤I種標準形を使用した。細骨材の陸砂は福井県三国産を、砕砂は滋賀県高島郡今津町産を用いた。砕石は、滋賀県今津町産を用いた。コンクリート使用水は、地下水を使用した。配合設計の条件は、呼び強度27kN/mm²、スランプ8cm、粗骨材最大寸法20mmとした。コンクリート配合表を、表-3に示す。水セメント比は48%、細骨材率は43.9%である。

床版本体のコンクリート打設は、早朝6時より行った。400m³を超える打設量であるが、丁寧な施工が重要であると考え、打設手順を周知徹底した。打設順序は、たわみ変化が大きくなる支間中央部から行い、両端部へ2パーティーで施工した。打設配置要領を図-19に示す。P5側は配管を継ぎ足しながら、P6側は配管を外しながらの作業となるため作業性を考慮し、打ち始めはCLからP5側へ少しシフトさせC9を境目としている。実際の打設作業(写真-2)は、小休止を挟みながらほぼ連続作業で行い、6:40～15:40の9時間を要した。コンクリートアジテーターの延べ台数は、82台であった。また先に打設した部分から順次、トンボ、金ゴテ、トロウエル

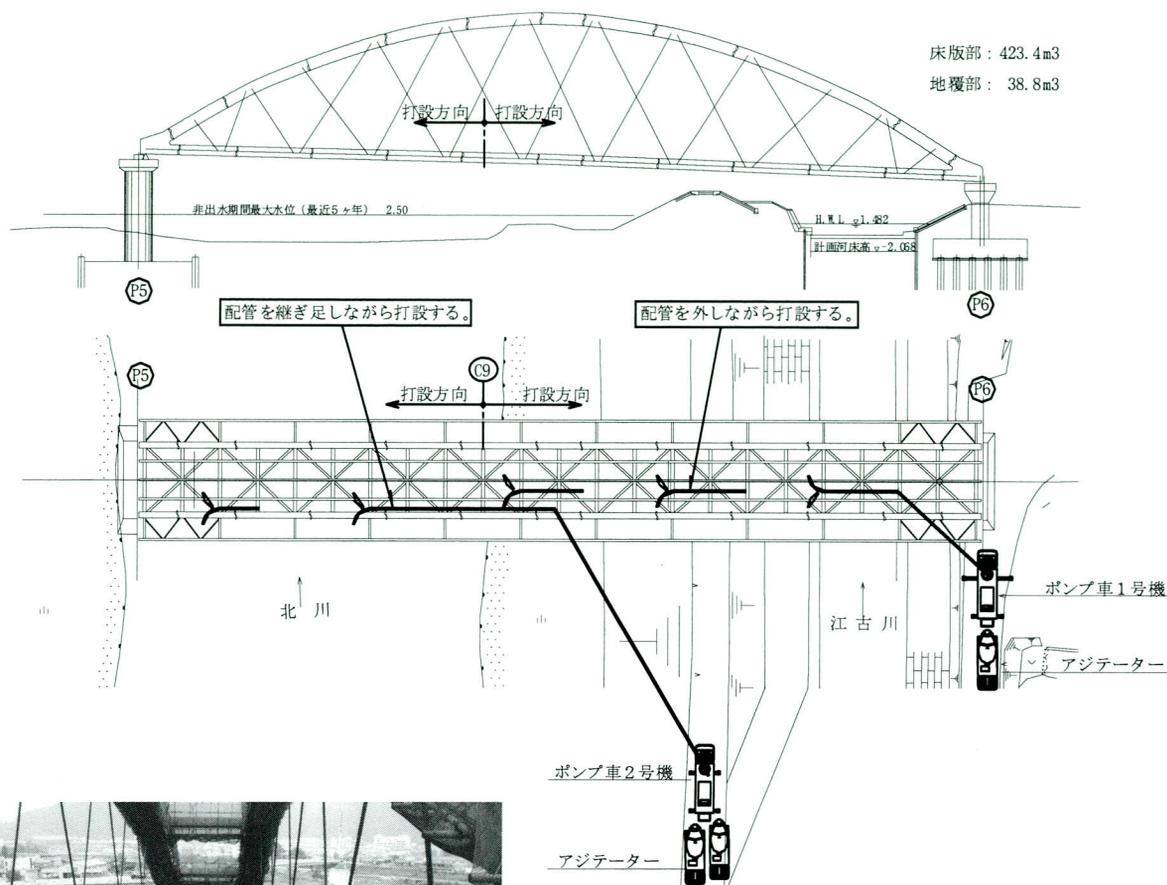


図-19 床版打設時配置要領図



写真-2 コンクリート打設状況



写真-4 マット、散水による湿潤養生



写真-3 トロウエルによる仕上げ

(写真-3)にて表面仕上げを行った。最後に養生マットを敷き詰め、散水、後片付けが終了したのは午後10時頃となった。

散水による湿潤養生は、5日間行った(写真-4)。打設当日、およびその翌日は、概ね曇り空が続いた。8日目に床版上面の養生マットを剥がし目視確認を行ったが、ヘアクラックも発見されず、非常に良好な状態であ

表-4 コンクリート強度試験結果

| | スランプ cm | 空気量 % | 7日平均強度 N/mm ² | 28日平均強度 N/mm ² |
|------|------------|----------|-----------------------------|------------------------------|
| 1台目 | 9.5 | 5.0 | 24.9 | 35.1 |
| 22台目 | 8.5 | 4.5 | 30.0 | 40.6 |
| 40台目 | 9.0 | 4.8 | 29.2 | 41.0 |
| 61台目 | 9.5 | 4.4 | 30.0 | 42.1 |

った。打設後10日目に型枠を外した後、目視により床版下面にも初期クラックは、全く発生していないことを確認した。

圧縮試験用の試験体は、コンクリートアジテーター1, 22, 40, 61台目に材齢7, 28日の各3本と型枠解体時期確認用3本の9本づつ採取した。試験結果を表-4に示す。

打ち残していた車道地覆部(38.9m³)は、床版のコンクリート打設から18日目に行った。この地覆部コンクリート打設による床版への影響もなかった。

9. 確認計測

床版打設前に鉄筋のひずみとコンクリート内部の温度を把握するため、ゲージを取付けた。ゲージ取付け位置を図-20, 21に示す。1/4位置付近の断面Aと端部付近の断面Bの2断面である。SA1~SA5, SB1~SB5はひずみゲージを示しており、歩道部、主桁部(上下)、縦桁部、車道部の配力鉄筋に取付けた。TA, TBはコンクリート内部温度計測用の熱電対設置位置を示す。また、部材温度として上弦材TU、下弦材TL、そして外気温TKを図に示す位置で熱電対により計測した。

打設後7日間の温度変化を図-22, 23にグラフで示す。図-22は、計測値と解析値の比較である。先にも触れたが、解析値は打設時の温度を20℃と設定していたため、スタートに少しずれがあるが概ね計測値と良く合っている。図-23は、コンクリート以外すなわち上弦材、下弦材の部材温度および気温である。下弦材は床版が打ち下ろされているため、床版打設直後から4日間はコンクリートの温度上昇の影響を受けていることがわかる。また、3, 4, 6日は上弦材の部材温度のみ著しく上昇し、天気が良かった事を示している。この時、下弦材は床版の影となり直射日光が当たらないため、温度変化は見られない。

次に鉄筋に取付けたひずみゲージの計測結果を図-24, 25に示す。これは打設後7日間の弱材齢時の計測値

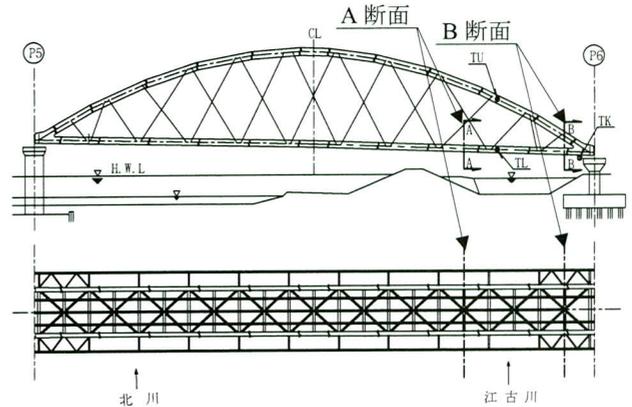


図-20 ゲージ取付け位置図

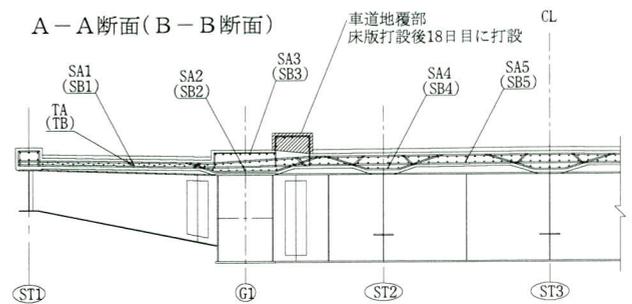


図-21 ゲージ取付け断面図

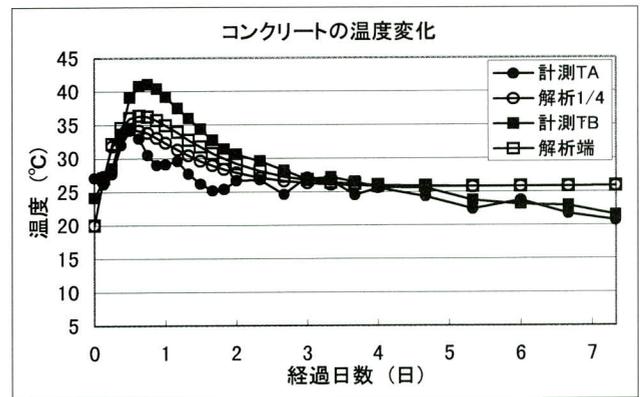


図-22 コンクリート内部温度比較

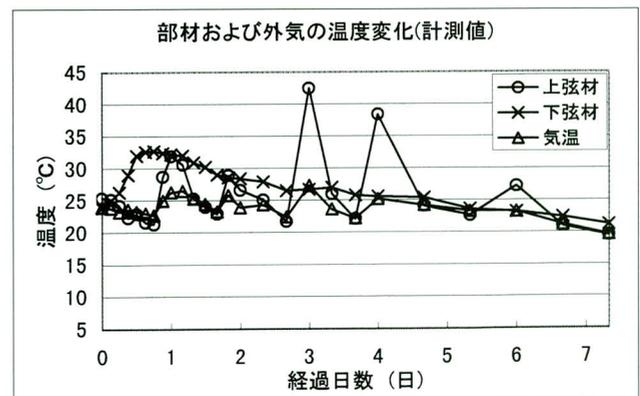


図-23 コンクリート以外の温度計測値

である。A断面は5箇所の計測結果に多少の幅があるが、B断面はほぼ同じ値となっている。グラフより打設後、半日程度で圧縮ひずみのピーク (-50×10^{-6}) となり、その後徐々に引張ひずみに変化し平均的に見ると $+50 \times 10^{-6}$ 程度と読みとれる。図-23の温度変化で、上弦材のみに顕著な温度上昇が現れた3, 4, 6日目について、ひずみの計測結果と照らし合わせると、わずかにひずみの増加傾向が読みとれる。ただし、著しい変化ではない。打設時の鉄筋ひずみはコンクリート硬化後と異なり、主桁のコンクリート自重による変位、また鉄筋の拘束状態が直接影響するため、ゲージ近傍のコンクリートのひずみと同等とは言い難いが、大まかな傾向は判断できる。つまり全体解析で明らかになった床版の応力変化、すなわち上弦材の部材温度が上昇すると床版は上方へ持ち上げられ引張応力が増える傾向であることが、実橋でもひずみにより確認できた。計測は、打設後64日目まで継続した。本計測の後半のひずみは、概ね平均 25×10^{-6} 程度に減少してきていた。

10. まとめ

本検討により、以下の知見が得られた。

- ①ニールセンローゼ桁橋で、主構の外側歩道と主構内側の車道床版を一体とし、この床版を下弦材に打ち下ろす場合、直射日光により上弦材のみ温度が上昇し、下弦材および床版は上方へ持ち上げられる。当初、橋軸方向に下弦材が伸長されると仮定したが、解析では上方に変位した。実橋でも鉄筋ひずみ計測によりその傾向が確認できた。
- ②膨張剤は、弱材齢時に乾燥収縮による引張応力を低減することに有効である。
- ③本橋梁において、非常に厳しい腐食環境下でのひび割れ制御の照査を行い決定した配力鉄筋の鉄筋比は、引張応力の作用する床版での1つの目安とされている2%程度となった。
- ④設計、施工計画を綿密に行う事は当然であるが、施工時の管理を厳密に行い、打設作業、仕上げ作業そのものを丁寧に行うことも非常に重要と思われる。

主鉄筋は、床版の支間によってほぼ問題なく設計されているが、配力鉄筋に関しては連続桁中間支点部以外でも、引張応力が作用するかどうか検討し、必要なら対策を講ずべき構造系（合成されていること）があることがわかった。また本橋では防水対策として、車道部にシ

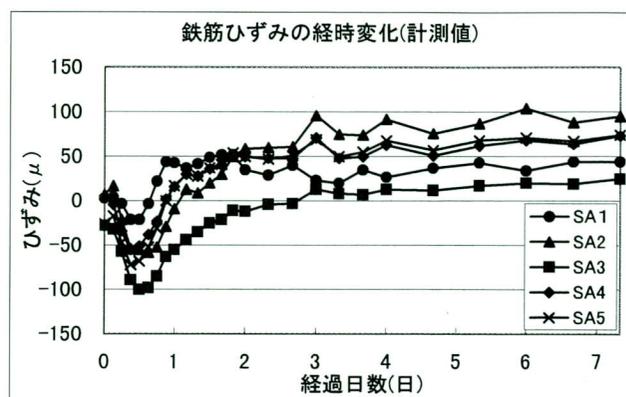


図-24 A断面鉄筋ひずみ（打設後7日間）

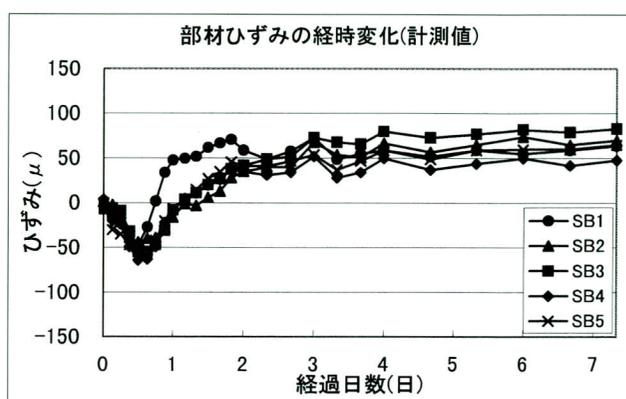


図-25 B断面鉄筋ひずみ（打設後7日間）

ート系防水、歩道部に塗膜系防水、地覆立上がり部にはウレタン系防水層を施し、さらに排水対策としてスラブドレーンを適所に配置する計画である。

最後に、検討会委員長松井教授（大阪大学）、堀川教授（大阪工業大学）を始め、福井県および小浜土木事務所の方々に貴重なご意見、ご指導を賜わり、工事が無事完了したことに對しここに謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 橋梁整備（街路）工事に伴う設計業務委託（H15.3）
- 2) 橘吉宏, 高瀬和男, 白水晃生, 立川則久: 1m 供試体を用いた膨張材の効果に関する実験的検証, 土木学会第57回年次学術講演会概要集, pp.135 ~ 136, 2002.9
- 3) 土木学会: 【2002年制定】コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002.3

2004.10.12 受付

2004年 対外発表論文紹介

溶接技術 Vol.52, No.1

発刊 2004年4月

発行 産報出版

「橋梁部材溶接の自動化経緯と今後の溶接加工システムの動向」

成宮 隆雄、村上 貴紀

pp.88 ~ 92

構造工学論文集 Vol.50A

発刊 2004年3月

主催 日本学術会議メカニクス・

構造研究連絡委員会構造工学専門委員会、

(社)土木学会、(社)日本建築学会

「鋼2主桁橋のスタッドに関するFEM解析と実物大試験による検証」

河西 龍彦、倉田 幸宏*¹、和内 博樹*²、松井 繁之*³

Ⅲ, pp.1151 ~ 1158

「鋼2主桁橋PC床版の輻射熱による変形挙動について」

倉田 幸宏*¹、河西 龍彦、師山 裕*¹、雪田 憲子*⁴

丸山 久一*⁵

Ⅲ, pp.1183 ~ 1189

土木学会論文集 No.759 / I-67

発刊 2004年4月

主催 (社)土木学会

「CAUSE IDENTIFICATION OF FATIGUE CRACKS IN PLATE GIRDER-ON-STEEL FRAME PIER BRIDGE」

S.PENGPHON*⁶、C.MIKI*⁶、S.ONO*⁶

T.SHIMOZATO*⁷、A.SHIBUYA pp.1 ~ 14

コンクリート工学年次論文集 Vol.26

発刊 2004年7月

主催 (社)日本コンクリート工学協会

「鋼橋床版の温度応力解析における膨張材効果の評価方法に関する一考察」

内田 大介*¹、塩永 亮介*¹、高瀬 和男*¹、坂根 秀和

pp.633 ~ 638

「膨張コンクリートを用いたPC床版試験体の長期計測結果」

高瀬 和男*¹、高嶋 豊*¹、河西 龍彦、橘 吉宏*¹

pp.685 ~ 690

第59回 土木学会年次学術講演会概要集

発刊 2004年9月

主催 (社)土木学会

「座屈拘束ブレースを用いた上部構造の耐震補強設計」

前野 裕文*⁸、杉浦 裕幸*⁸、八木 孝行*⁹、永谷 秀樹、

神谷 伸治*¹⁰ 1-184, pp.367 ~ 368

「ニールセンローゼ桁橋と隣接桁の衝突解析と落橋防止構造に関する検討」

番條 敏隆、渡邊 英一*¹¹、宇都宮 智明*¹¹

1-381, pp.761 ~ 762

「鋼床版の疲労き裂発生パターンに関する一分析」

神木 剛*⁷、下里 哲弘*⁷、増井 隆*⁷、町田 文孝*¹²

澁谷 敦、弓削 太郎*¹² 1-544, pp.1085 ~ 1086

「2車線道路橋を支持する鋼製橋脚隅角部の疲労設計に用いる活荷重補正係数」

田川 拓哉、中村 聖三*¹³、呉 慶雄*¹³、高橋 和雄*¹³

1-560, pp.1117 ~ 1118

「前縁からの脈動噴流による角柱の空力振動制御」

高木 耕平*¹⁴、目時 通裕、岡田 俊彦*¹⁴、野村 卓史*¹⁵

比江島 慎二*¹⁶ 1-650, pp.1297 ~ 1298

「壁高欄のデザイン性について」

黒島 直一*¹⁷、齊藤 展生*¹⁸、藤井 剛直*¹⁹、熱海 晋

4-174, pp.347 ~ 348

「制振桁カバーによる高架道路橋の環境改善対策」

吉田正幸*²⁰、尾崎元治*²⁰、新田政司、吉村登志雄*²¹

藤波 玄*²¹、杉井 謙一*²¹ 7-172, pp.343 ~ 344

「鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験 (その1: 床版剛性に着目した試験結果)」

柳澤 則文*²²、橘 吉宏*²²、内田 智文、佐藤 徹

松井 繁之*³、久保田 勉*⁷ CS8-001, pp.207 ~ 208

「鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験 (その2: 主桁剛性に着目した試験結果)」

林 暢彦、佐藤 徹、柳澤 則文*²²、橘 吉宏*²²

松井 繁之*³、吉川 直志*⁷ CS8-002, pp.209 ~ 210

「鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験（その3：試験結果の解析的検証および水張り走行試験結果）」

福井 正章*³、松井 繁之*³、柳澤 則文*²²、佐藤 徹
橋 吉宏*²²、林 暢彦 CS8-003, pp.211 ~ 212

「第二東名高速道路中ノ郷第一高架橋（上り線）における長支間場所打ちPC床版の施工計画」

白戸 竜雄*²⁰、亀子 学*²³、生駒 元、林 光博
河西 龍彦 CS8-013, pp.231 ~ 232

「第二東名高速道路中ノ郷第一高架橋（下り線）における長支間場所打ちPC床版の施工計画」

西岡 浩一*²⁰、永山 弘久、林 光博、河西 龍彦
CS8-014, pp.233 ~ 234

「床版支間6m級場所打ちPC床版の施工時発生応力に対する解析的検討」

倉田 幸宏*¹、師山 裕*¹、林 暢彦、和内 博樹*²
CS8-015, pp.235 ~ 236

「輪荷重により鋼床版のデッキプレートとUリブとの縦方向溶接部に発生する応力性状の把握」

川畑 篤敬*¹、矢ヶ部 彰、鈴木 大也*¹、江崎 正浩*¹、
杉村 誠*¹、横山 薫*¹ CS8-024, pp.253 ~ 254

「鋼床版の疲労損傷へのデッキプレート厚・U-Rib厚・溶接溶込み量の影響」

川畑 篤敬*¹、矢ヶ部 彰、鈴木 大也*¹、江崎 正浩*¹、
杉村 誠*¹、横山 薫*¹ CS8-025, pp.255 ~ 256

「床版支間6m級場所打ちPC床版の日照変化の影響に関する解析的検討」

安齋 憲子*⁴、永山 弘久、倉田 幸宏*¹、師山 裕*¹
CS8-037, pp.279 ~ 280

「場所打ちPC床版の乾燥収縮・クリープに関する検討」

高嶋 豊*¹、林 暢彦、嶽下 裕一*¹、安齋 憲子*⁴
CS8-038, pp.281 ~ 282

「移動型枠における施工時を考慮した場所打ちPC床版の橋軸方向の設計（第二東名高速道路 中ノ郷第一高架橋 上り線）」

西岡 浩一*²⁰、小原 洋介、永山 弘久、生駒 元、
河西 龍彦 CS8-039, pp.283 ~ 284

「固定型枠施工における施工時を考慮した場所打ちPC床版の橋軸方向の設計（第二東名高速道路 中ノ郷第一高架橋 下り線）」

片寄 学*²⁰、生駒 元、永山 弘久、亀子 学*²³、
河西 龍彦 CS8-040, pp.285 ~ 286

資源・素材2004（盛岡）企画発表・一般発表（A）（B）資料

発刊 2004年9月

主催 （社）資源・素材学会

「新型ケーブルクリップの開発」

西岡 秀和、廣瀬 一正*²⁴、鈴木 実*²⁵

B5-7, pp.221 ~ 222

5th Japan-Korea Joint Seminar on Bridge Maintenance

：第5回 日韓セミナー論文集

発刊 2004年11月

主催 大阪大学大学院

「State of the Arts for the Design of Steel-Concrete Continuous Composite Girder Bridges」

Y.SHISHIDO *²⁶、T.KASAI、Y.KURATA *²⁷、

H.TACHIBANA *²⁸、M.SANO *²⁹、S.SHIMADA *³⁰、

O.OHYAMA *³¹

6), pp.43 ~ 49

「Design and Construction of Long Span FRP-RC Composite Slab」

S.ISHIZAKI *³²、K.KUBO 25), pp.199 ~ 204

第四回 道路橋床版シンポジウム講演論文集

発刊 2004年11月

主催 （社）土木学会

「デッキプレート厚・Uリブ厚・溶接溶け込み量が鋼床版の応力性状に与える影響」

川畑 篤敬*¹、江崎 正浩*¹、加藤 靖*¹、杉村 誠*¹

鈴木 大也*¹、原 直人*¹、矢ヶ部 彰、横山 薫*¹、

(2), pp.17 ~ 22

「鋼床版のデッキ貫通型亀裂に関する一考察」

川畑 篤敬*¹、江崎 正浩*¹、加藤 靖*¹、杉村 誠*¹

鈴木 大也*¹、原 直人*¹、矢ヶ部 彰、横山 薫*¹、

(3), pp.23 ~ 28

「早強セメントを用いた膨張コンクリートの温度応力解析方法の再考」

高瀬 和男*¹、倉田 幸宏*¹、塩永 亮介*¹、内田 大介*¹

坂根 秀和、中本 啓介*¹、丸山 久一*⁵

(15), pp.99 ~ 104

「移動型枠施工における施工時を考慮した場所打ちPC床版の橋軸方向の設計－第二東名高速道路 中ノ郷第一高架橋（上り線）－」

生駒 元、永山 弘久、亀子 学*³³、西岡 浩一*²⁰
河西 龍彦 (17), pp.111～116

「固定型枠を用いた長支間場所打ちPC床版の設計と施工－第二東名高速道路 中ノ郷第一高架橋（下り線）－」

坂根 秀和、生駒 元、亀子 学*³³、西岡 浩一*²⁰
河西 龍彦 (18), pp.117～122

「T形リブを用いた鋼・コンクリート合成床版の中間支点部輪荷重走行試験」

林 暢彦、佐藤 徹、内田 智文、吉川 直志*⁷
福井 正章*³、松井 繁之*³ (30), pp.191～196

*¹(社)日本橋梁建設協会、*²(株)CRCソリューションズ、*³大阪大学大学院、*⁴(社)日本建設機械化協会、*⁵長岡技術科学大学、*⁶東京工業大学、*⁷首都高速道路公団、*⁸名古屋高速道路公社、*⁹(財)名古屋高速道路協会、*¹⁰トビーエンジニアリング(株)、*¹¹京都大学大学院、*¹²首都高速道路技術センター、*¹³長崎大学、*¹⁴日本大学大学院、*¹⁵日本大学、*¹⁶岡山大学、*¹⁷大日本コンサルタント(株)、*¹⁸パシフィックコンサルタンツ(株)、*¹⁹(株)構造技研、*²⁰日本道路公団、*²¹神戸製鋼所(株)、*²²川田工業(株)、*²³宮地・瀧上共同企業体、*²⁴川口金属工業(株)、*²⁵神鋼鋼線工業(株)、*²⁶住友重機械工業(株)、*²⁷石川島播磨重工業(株)、*²⁸駒井鉄工(株)、*²⁹ショーボンド建設(株)、*³⁰東鋼橋梁(株)、*³¹片山ストラテック(株)、*³²(株)富士技研、*³³瀧上工業(株)

グラビア写真説明

辰口橋

本橋は手取川にかかる橋梁です。架け替え前のトラス橋は幅員が狭い為、大型トラックのすれ違いが出来無い状態かつ歩道も無く危険でしたが、新橋の供用後は大変走りやすくなりました。現場は手取川の花火観賞には最高のロケーションです。製作に関しては主桁塗装がメッキ仕様の為、桁の歪矯正に苦勞しました。また架設は手取川の清流を汚さないように大変気を遣いました。客先の評価が大変高い工事でした。(伊藤浩之)

下三永橋

本東広島・呉自動車道は、山陽自動車道・広島呉道路とともに、広島市・東広島市・呉市をつなぐ広島都市圏東部地域の循環型ネットワーク形成に必要な高規格道路として、昭和62年「高規格道路指定」・平成3年「事業化」・平成5年「直轄移行」を経て現在は早期開通をめざして工事が進められています。

東広島市高屋町から呉市阿賀中央の約32.8kmの東広島・呉自動車道が完成すると、広島市・東広島市・呉市をつなぐトライアングル道路網として、地域の経済・産業・文化の発展を支える道路として期待されています。

(山根貞幸)

宮地技報 総目次 (No.11～No.20)

「巻頭言」筆者

| | | |
|-------|--------|------|
| No.11 | 大阪大学 | 浦川浩甫 |
| No.12 | 横浜国立大学 | 宮田利雄 |
| No.13 | 名古屋大学 | 宇佐見勉 |
| No.14 | 東京工業大学 | 三木千壽 |
| No.15 | 京都大学 | 家村浩和 |
| No.16 | 東京大学 | 藤野陽三 |
| No.17 | 大阪大学 | 松井繁之 |
| No.18 | 信州大学 | 中込忠男 |
| No.19 | 京都大学 | 渡邊英一 |
| No.20 | 早稲田大学 | 依田照彦 |

「技術評論」筆者

| | |
|-------|------|
| No.11 | 成宮隆雄 |
| No.12 | 南出範雄 |
| No.13 | 田中一男 |
| No.14 | 澤井廣之 |
| No.15 | 高橋陽一 |
| No.16 | 野田博章 |
| No.17 | 村上忠昭 |
| No.18 | 滝戸勝一 |
| No.19 | 高橋 亘 |
| No.20 | 縣 保佑 |

研究

| | | |
|-----------------------------------------------------|---------------------|----|
| RCフ ^レ キャスト床版の耐力および耐久性試験 | 佐藤 徹・清水功雄・高橋秀幸 | 11 |
| 各種橋脚断面形状の耐力の検討(その1) | 能登有恩・林 暢彦・金原慎一 | 11 |
| 鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究(第2報) | 清水功雄・鳥越弘行 | 11 |
| 高性能60和鋼の素材試験・溶接性能試験(その1) | 中野秀二 | 11 |
| 硬質ウレタンを充填した合成ロックレットの開発研究 | 太田貞次 | 11 |
| フイア ^レ レットを有する高力ホ ^ル ト摩擦接合継手の耐力 | 高橋秀幸・宮坂淳一 | 11 |
| 斜角を有する鋼箱桁の支点上タ ^ラ イプの強度に関する実験 | 吉川 薫・金原慎一・清水 茂 | 12 |
| 各種橋脚断面形状の耐力の検討(その2) | 能登有恩・林 暢彦 | 12 |
| 高性能60和鋼の溶接性能試験(その2) | 中野秀二・本多忠吉・清水達也 | 12 |
| 全体構造系における鋼床版高力ホ ^ル ト継手部の耐力の解析的検討 | 能登有恩・増田高志・金原慎一 | 12 |
| 各種断面形状の単柱橋脚の弾塑性地震応答解析 | 能登有恩・林 暢彦 | 13 |
| 鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究(第3報) | 佐藤 徹・清水功雄・鳥越弘行 | 13 |
| ゴム支承を用いた鋼箱桁支点部の補強設計 | 永谷秀樹・井上雅夫 | 14 |
| 鋼桁とRC橋脚の剛結構造に関する研究(第4報) | 佐藤 徹・清水功雄・鳥越弘行 | 14 |
| 合理化ハイブリット橋脚と鋼桁との剛結部構造の提案 | 澁谷 敦・能登有恩 | 14 |
| 新しいRC合成鋼床版橋の構造と特徴 | 小林裕輔・能登有恩・林 暢彦・森下統一 | 14 |
| 複合箱桁の解析 | 能登有恩・増田高志 | 14 |
| 亜鉛めっき防食および亜鉛めっきと塗装を併用した二重防食の経年調査 | 青木 清・村上貴紀 | 14 |
| セラミック塗装の橋梁適用に関する研究～第一報セラミック塗膜の特性と | | |
| セラミック塗装作業性に関する基礎実験～ | 成宮隆雄・村上貴紀・吉野信義・塩谷清彦 | 14 |
| 鋼とRC橋脚の剛結構造に関する研究(第5報) | 清水功雄・佐藤 徹 | 15 |
| 建築構造用高HAZ靱性鋼を用いたエレクトロスタック溶接部の衝撃靱性に関する研究(その1) | 櫻井謙次・中野秀二・吉川 薫 | 18 |
| 波形鋼板ウェブ橋の継手部および首溶接部の疲労耐久性に関する研究 | 岩下 宏・山下久生・能登有恩 | 18 |

鋼板桁とタ^ラフRC床版による複合橋梁の開発研究(その1)

| | | |
|----------------------------------------------|----------------|----|
| 内田智文・佐藤 徹・能登有恩 | 19 | |
| 建築構造用高HAZ靱性鋼を用いたエレクトロスタック溶接部の衝撃靱性に関する研究(その2) | 櫻井謙次・中野秀二・吉川 薫 | 18 |
| 鋼・コンクリート合成床版(QS Slab)の中間支点上輪荷重走行試験 | | |
| 林 暢彦・内田智文・佐藤 徹・能登有恩 | 20 | |

開発

| | | |
|-----------------------------------------------------------------|---------------------|----|
| 鉄骨柱の現場横向き溶接味 ^ト の開発 | 大月真一・鳴沢明雄 | 11 |
| 経済性を追求した複合トラスの提案 | 能登有恩 | 13 |
| 用途を限定した新しい超音波探傷法の提案～クリヒ ^ソ ック波探傷子を用いて断面欠損率を求める超音波探傷法～ | 成宮隆雄・森下統一・鈴木雄孝 | 13 |
| リンクチェーン式巻上装置の開発(ハ ^ワ リンクシステム) | 西垣 登・廣瀬 崇・千葉長仁 | 14 |
| FM搭載接触式3次元座標計測器による部材計測(仮組シミュレーション用計測システム)の開発 | 辻 幸佐・小出勝雄・高橋秀幸・岩澤彰洋 | 15 |
| 鋼・コンクリート合成床版(QS Slab)の開発研究(その1) | 佐藤 徹・能登有恩・太田貞次 | 17 |
| OSMOSの使用法とその特徴 | 能登有恩 | 17 |
| 鋼・コンクリート合成床版(QS Slab)の開発研究(その2) | 佐藤 徹・能登有恩・山下久生・岩下 宏 | 18 |
| 短期間立体交差化新技術「QS工法」の紹介 | 奥村恭司・能登有恩・菅井 衛・酒井久雄 | 19 |
| 小規模吊橋用の新型ウェブクリップの開発 | 西岡秀和 | 19 |
| PAS1溶接システムの再構築 | 百瀬敏彦・宮坂淳一 | 19 |
| 合成床版橋(QS Bridge)の紹介 | 保呂秀次・奥村恭司・佐藤 徹 | 20 |

報告

| | | |
|----------------------------------------------|-------------------------------|----|
| 鉄道橋における全断面現場溶接桁の施工(呉服橋・常磐橋) | 安中順策・菅井 衛・松本博樹・佐直信次・森下統一 | 11 |
| 東京国際フォーラムカ ^ラ ス棟の鉄骨製作 | 山口一郎・宮坂陸夫 | 11 |
| 東京国際フォーラムカ ^ラ ス棟の鉄骨建方工事 | 中野一夫・内藤善吾 | 11 |
| ビルコンフラ ^ク 、ク ^ラ ス棟の建方工事 | 西垣 登・野垣正幸・平山信二 | 11 |
| 長大斜張橋の架設時の耐震設計 | 高橋 亘 | 11 |
| 長大斜張橋(鶴見つばさ橋)の架設時の形状管理 | 能登有恩・山下久生・山田 豊・辻 幸佐 | 11 |
| 斜張橋主塔の現場溶接と建込み精度 | 高橋 亘・岩井政光 | 11 |
| 下路ラ ^カ ー桁のホ ^ン ン架設(北浦大橋) | 長谷山巖・関 利夫 | 11 |
| 鋼床版箱桁の大 ^フ ロック架設(東京湾岸道路 荒川河口橋) | 寺田喜昭・橋本達也・池田 浩 | 11 |
| 車輛大型化に伴う鋼橋主桁補強(支点増設)工事(村松高架橋) | 小池 明・北原 稔・岩井政光・香掛靖夫 | 11 |
| 名港中央大橋 東塔の下段水平梁の製作 | 松枝 隆・千葉新次・村上貴紀 | 11 |
| RCフ ^レ キャスト床版の施工(矢木沢高架橋) | 星野 実・藤井祐吉・吉川 薫・小島英明 | 11 |
| [箱桁製作の省力化工法] 連続組立工法を用いた箱桁の仮組立省略システム | 小坪 毅・森下統一・小出勝雄・伊東 孝・中塚 勲・茂木輝幸 | 11 |

| | No. | |
|---------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|----------------------------------------------------------------------------|
| [板桁製作の省力化工夫] NC機を部材計測に活用した板桁の仮組立省略化工夫 | 11 | 低構造高橋梁の試設計……………君島信夫・興相亜紀子・佐藤栄彦・高橋 亘 14 |
| ……………青木 清・小出勝雄・堀井 猛 | | 7 ^レ キャストPC床版を有する鋼少数主桁橋の合理化・省力化 |
| 縦取り併用の大型トラック2台の相吊り一括架設(乃木坂陸橋) | 12 | (飛鳥高架橋西(鋼上部工)工事) ……生駒 元・鈴木松雄・岩下 宏・河西龍彦 14 |
| ……………田中 勉・菅井 衛・池田 浩 | | 集中管理システムによる送り出し工法(盛岡駅構内旭橋線) |
| 扁平非対称逆ロゼ ^レ 桁の設計・架設(深戸橋) | 12 | ……………佐直信次・本間里志・中野 亨 14 |
| ……………阿部正彦・川村敏朗・江川義広・平島崇嗣 | | 橋体の補強および鋼床版への取替工事(裾花大橋)……………冠 敬・黛 泰宏 14 |
| ゴム支承を使用した鋼桁の支承付近における応力分布性状について……………鳥越弘行 12 | | 明石海峡大橋補剛桁の設計……………奥村恭司・井上雅夫・大江慎一 14 |
| 横浜国際総合競技場(仮称)スタジアム屋根鉄骨建方工事～建築工事における初の | | 明石海峡大橋補剛桁の架設 |
| 斜吊り工法の採用～……………美頭民二・西垣 登・富谷淳司 12 | | ……………明周 聡・桑山豊六・中 省司・太田武美・上原 正・大江慎一 14 |
| 東京国際フォーラムカラス棟における鉄骨の現場溶接……………中野一夫・早川 昭 12 | | 火災を受けた鋼橋の耐久性調査……………沓掛靖夫・能登有恩・加藤 徹・林 兼生 14 |
| (仮称)豊田大橋の製作・架設……………石川 洋・吉田康雄・鬼頭吾吾・千葉新次 12 | | 煙突筒身のリフトアップ工法(東京都豊島区清掃工場煙突工事) ……内藤章吾・貝瀬正紀 14 |
| 上路アーチ橋の損傷補修と安全性照査(国界橋) | | 新設ラフ ^レ 桁(省力化桁)及び本線拡幅部の設計(南港中出入路) |
| ……………金原慎一・渡辺智三・村松幹夫・能登有恩・増田高志・中野秀二 12 | | ……………阿部正彦・古谷賢生・新 和博 14 |
| 北陸新幹線 早苗B1の架設……………寺田喜昭・菅井 衛・橋本達也・佐直信次 12 | | 耐候性鋼材を使用した橋梁の経年調査(その2)……………高橋幸幸・宮坂淳一 15 |
| 鋼桁の連続化・箱桁化に関する設計について(坪の内高架橋) | | 多々良大橋上部工の架設……………野澤栄二・佐藤 充・鈴木義孝 15 |
| ……………山田 豊・岩井政光・鈴木松雄・高橋 亘 12 | | 来島海峡第二大橋補剛桁の架設……………栗田裕之・西 壽 15 |
| 橋脚の耐震補強鋼板巻き現場溶接工法の検討……………高橋幸幸・佐藤利四郎 12 | | 一湯水期における急速施工(丸子橋の架設) ……国京一剛・安中順策・越中信雄 15 |
| 格子解析ソフト ^レ 作成における鋼製橋脚剛度の扱い方 | | 廣安大橋の主塔製作……………石川 洋・古市憲男・阿部正彦 15 |
| ……………吉本大介・永谷秀樹・小林裕輔・井上雅夫 12 | | 複合ラーメン橋接合部の応力伝達機構と設計法への展開 |
| [箱桁製作の省力化工夫] 7 ^レ ハ ^レ -鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用(その2) | | ……………佐藤 徹・清水功雄・鳥越弘行 15 |
| 大量に7 ^レ ハ ^レ -鋼板を使用した大高跨道橋の設計と製作……………高橋 亘・小林紀夫 12 | | 鋼箱桁橋における拡幅桁交差部の応力解析(山田川橋) |
| [箱桁製作の省力化工夫] 7 ^レ ハ ^レ -鋼板および差厚鋼板の橋梁への適用(その3) | | ……………山越信也・伊藤徳昭・吉本大介 15 |
| 7 ^レ ハ ^レ -鋼板を用いた高力7 ^レ ハ ^レ 摩擦接合試験(大高跨道橋) ……鳴沢明雄・櫻井謙次 12 | | 宮地鐵工所における鋼橋のヤト ^レ ・現場溶接工法の技術的変遷(その1) |
| 少数主桁省力化工法における板桁(I断面)全断面溶接 | | ……………成宮隆雄・村上貴紀・浪花勝利 15 |
| ……………村上貴紀・多田文明・日沢恭助 13 | | 鋼管の現場全周片面溶接(大宮市連絡通路橋) ……村上貴紀・瀧本純一・鶴岡 毅 16 |
| 鋼-RC複合ラーメン構造の接合部に関する2・3の考察……………澁谷 敦・高橋 亘 13 | | ステンレスラフト ^レ 鋼板を用いた屋根部材の工場製作および現場施工 |
| 鋼-RC複合ラーメン橋の設計・施工(横浜緑IC・Dラフ ^レ 橋) | | ……………櫻井謙次・吉川 薫・大月真一・矢嶋公一・有沢一民・高嶋隆志 16 |
| ……………澁谷 敦・永見研二・高橋 亘・安中順策 13 | | NTT DoCoMo埼玉7 ^レ 建方工事 ……西垣 登・福田 豊 16 |
| 特殊建築構造構築工法「移動式直吊工法」の開発 | | 支点部に7 ^レ 形状を有するV脚ラーメン連続箱桁橋の設計(桂川橋) |
| ……………西垣 登・富谷淳司・廣瀬 崇 13 | | ……………梅本喜久・永谷秀樹・佐々木隆太・井上雅夫 16 |
| 80 ^レ 和(BT-HT620)鋼材の素材・溶接試験(Part I 素材試験) ……中野秀二・清水達也 13 | | コンビ ^レ ユーク ^レ ラフィックスを用いた橋梁の色選定に関する一考察……………鳥羽勇造・植田純一 16 |
| 鉄骨柱の現場横向き溶接7 ^レ ハ ^レ の施工報告 | | かけ違いを有する橋梁の緊急復旧工事(熊ヶ根橋) ……沓掛靖夫・渡辺智三・井上泰輔 16 |
| ……………櫻井謙次・鳴沢明雄・大月真一 13 | | 路線延伸部における既設橋梁と取り合う増設桁の設計(大高南工区) |
| ゴム支承を採用した多径間連続桁橋における支承の据付検討と | | ……………小林裕輔・栗田裕之・大島博之・神田孝男 16 |
| 架設時挙動(母袋高架橋)……………本田正樹・伊藤徳昭 13 | | 建築構造用高性能590N/mm ² 耐火鋼の母材特性および溶接施工試験報告 |
| 既設鋼製橋脚の耐震性向上に関する設計……………佐久間正和・飯村和義・目黒大郎 13 | | (その1:母材特性)……………武井智彦・平林 洋・中野秀二・吉川 薫 16 |
| 東大阪ジャンクション8ラフ ^レ 橋の架設……………寺本義次・千葉信宏 13 | | コスト削減を目指した新形式斜張橋……………中島一浩・能登有恩 16 |
| 裾花大橋の補修設計について……………永見研二・高橋 亘 13 | | 宮地鐵工所における鋼橋のヤト ^レ ・現場溶接工法の技術的変遷(その2) |
| 鋼桁の連続化・箱桁化に伴う補強効果確認試験(坪の内高架橋) | | ……………非破壊検査・溶接収縮と変形について……………成宮隆雄・村上貴紀 16 |
| ……………岩井政光・高橋 亘・山田 豊・鈴木松雄 13 | | 鋼・コンクリート複合トラス橋(樺原橋)の設計……………永山弘久・西岡秀和・永谷秀樹・能登有恩 17 |
| 橋梁用移動足場の開発(第2報) ……清水功雄・滝戸勝一・岡 四郎 13 | | 複合トラス橋のトラス上弦材と場所打ちPC床版の接合部に関する載荷実験 |
| 阪神大震災に伴う高速道路の復旧工事 | | ……………永谷秀樹・坂根秀和・能登有恩・太田貞次 17 |
| ……………小島英明・佐々木忠孝・佐藤浩明・神田孝男・北原 稔・永山弘久 13 | | マク ^レ 溶接における建築鉄骨柱-梁溶接部の溶接入熱および7 ^レ 間温度の工場溶接管理方法 |
| 80 ^レ 和(BT-HT620)鋼材の素材・溶接試験(Part II 溶接試験) ……中野秀二・清水達也 14 | | の検討……………大月喜作・千葉正幸・百瀬善明・大月真一・櫻井謙次・岩波陽子 17 |

| | |
|--------------------------------------------------|-----|
| 手延べ式縦移動によるローゼ橋の架設～大宮市連絡通路橋(大宮ほこすぎ橋) | No. |
| ……………菅井 衛・中野一夫・佐直信次 | 17 |
| 剥離剤で塗膜を除去した高力ホム摩擦接合面のすべり係数 | |
| ……………辻 幸佐・青木 清・戸田 崇 | 17 |
| アクリルへのコンクリート充填とアクリル樹脂固定化を実施した鋼ローゼ橋補強工事(上輪橋) | |
| ……………北原 稔・太田貞次・宮沢智明・小原 久 | 17 |
| 反力分散支設計時における剛性の小さい橋脚の評価法(特許化)についての | |
| 一考察(北崎高架橋)……………小林裕輔・桑山豊六・井上雄城・堀 大佑 | 17 |
| 軟鋼および高張力鋼用マグソ溶接リフトワイヤYGW-11, 18を用いた溶接入熱・ガス間温度 | |
| の限界試験と管理値の提案……………中野秀二・高橋 亘・浜氏雅之・武井智彦 | 17 |
| 架設機を使用したトラス橋の解体(旧越路橋)……………松田繁夫・吉田友和 | 17 |
| コンピュータグラフィックスを用いた橋梁の色選定に関する一考察(続編) | |
| ……………鳥羽勇造・植田純一 | 17 |
| 建築構造用高性能590N/mm ² 耐火鋼の母材特性および溶接施工試験報告 | |
| (その2:溶接施工試験)……………中野秀二・武井智彦・平林 洋・吉川 薫 | 17 |
| 既設橋脚と新設橋脚が一体となる鋼製ラーメン橋脚の計画(大高南工区) | |
| ……………山田勝彦・小林裕輔・栗田裕之・大島博之 | 17 |
| ストラットタイプ方式による複合ラーメン橋の設計・施工(浅見川橋) | |
| ……………佐藤 徹・安中順策・鈴木敏弘・坪井幹男・山下久生・市毛滋之 | 17 |
| 第二東名高速道路 薬科川橋における鋼桁の設計 | |
| ……………河西龍彦・生駒 元・上原 正 | 18 |
| 第二東名高速道路 薬科川橋における鋼桁および長支間場所打ちPC床版の施工 | |
| ……………上原 正・松本博樹・藤井一成・河西龍彦 | 18 |
| 市街地および鉄道に近接した鉄道トラス橋の施工……………菅井 衛・池田博司・越中信雄 | 18 |
| 大入熱対応鋼を用いた溶接施工試験……………櫻井謙次・千葉正幸・大月真一 | 18 |
| 建築物の中を通る曲率半径が厳しい多径間連続立体ラーメン鋼床版箱桁橋の設計・架設 | |
| (湊町北出入口)……………中 省司・川村敏郎・佐藤浩明・山本健博・飯村和義・嬉 克徳 | 18 |
| 東京郊外地上デジタル放送用送信所設置工事における塔体補強および | |
| 送信所鉄骨建方工事報告……………松田繁夫・大矢 亮・富谷淳司 | 18 |
| 既設RC床版の鋼・コンクリート複合床版化に対応した床版保全工事 | |
| (向佐野橋床版保全対策工事)……………矢ヶ部彰・向井重徳・森 信行・松本泰成 | 18 |
| 合成床版の製作検討 | |
| ……………千葉正幸・引間 隆・岩波陽子・佐藤 徹・高橋秀幸・高橋 亘 | 18 |
| 長支間(8m)I形鋼格子床版の疲労耐久性および漏水防止対策 | |
| ……………生駒 元・小原洋介・河西龍彦 | 18 |
| 斜張橋の現場振動試験報告—札内清柳大橋……………山下久生・能登宥愿・君島信夫 | 18 |
| 日本テレビ放送網(株)新社屋鉄骨建方リフトアップ工事報告 | |
| ……………美頭民二・近田茂雄・西垣 登・広瀬 崇 | 18 |
| 数値仮組立の現状の紹介……………川名英雄・小出勝雄 | 18 |
| 突合せ溶接の食違いに対する製作方法の改善……………大月真一・大月喜作・千葉正幸 | 18 |
| 鋼殻セメント溶接ボルトシステム……………村上貴紀・木山敏宏 | 18 |
| 多様化する鋼構造部材製作に関する考察と提言……………成宮隆雄 | 18 |
| 鋼・コンクリート複合構造部における高流動コンクリートの冬季施工(北千曲川橋) | |
| ……………桑山豊六・堀 大佑・佐藤正勝 | 19 |

| | |
|---------------------------------------------|----|
| トヨタ大阪第二工場(仮称)新築工事の内 鉄塔建方工事報告 | |
| ……………秦 孝・松田和人・小林 学・西垣 登・広瀬 崇 | 19 |
| トラス橋の3車線化拡幅工事の設計—中央自動車道 小原第二橋— | |
| ……………梅本喜久・佐々木隆太・小原洋介 | 19 |
| 市街地における営業線近接鉄道トラス橋の解体……………菅井 衛・池田博司・越中信雄 | 19 |
| 合成床版の止水性に関する施工試験—大高跨線橋(鋼上部工)工事— | |
| ……………熱海 晋・佐藤 徹・鈴木義孝・内田智文 | 19 |
| 磯子火力発電所更新の内 煙突解体工事……………安藤正志・西垣 登・福田 豊 | 19 |
| 合成床版「QS Slab」適用時の桁配置に関する提案……………奥村恭司・儀保陽子 | 20 |
| FRP合成床版の紹介……………久保圭吾・古谷賢生・能登宥愿 | 20 |
| 鋼製橋脚大規模補強工事(フルアップ化)の報告……………増田高志・永山弘久 | 20 |
| 移動式型枠支保工を用いた場所打ちPC床版の橋軸方向の設計および施工—第二東名高速道路 | |
| 路 中ノ郷第一高架橋(上り線)……………生駒 元・坂根秀和・永山弘久・河西龍彦 | 20 |
| 固定式型枠支保工を用いた場所打ちPC床版の施工—第二東名高速道路 | |
| 路 中ノ郷第一高架橋(下り線)……………坂根秀和・永山弘久・生駒 元・河西龍彦 | 20 |
| 座屈防止ブレースを変位制限構造に用いた上部構造の耐震補強 | |
| ……………永谷秀樹・栗田繁実・森 信行 | 20 |
| 上信越自動車道 北千曲川橋(II期線)の施工報告(剛結構造、合成床版) | |
| ……………佐藤正勝・河重貴之 | 20 |
| OSMOSシステムによる実橋モニタリング報告……………岩下 宏・山下久生・能登宥愿 | 20 |
| 座屈防止トラスを用いたトラスラクレンによる架設—大野大橋……………齊藤直政・中垣内龍二 | 20 |
| 曲率の大きい鋼床版箱桁(1-BOX)の設計……………君島信夫・小沼靖己・矢ヶ部彰 | 20 |
| 供用開始後40年を迎える山間部橋梁の補修事例—国道186号長田橋……………藤井一成 | 20 |
| 鉄骨製作管理から見たNBFW法に関する一考察……………中野秀二・大月喜作・田中正俊 | 20 |
| 下路トラス橋での供用下における上横構の交換 | |
| ……………永見研二・内池和彦・香掛靖夫・佐藤昌義 | 20 |
| コンクリートローゼ橋のRC床版に関する技術検討 | |
| ……………山下久生・能登宥愿・赤池武幸・本田政明・野澤栄二 | 20 |

紹介

| | |
|---------------------------------------|----|
| No. | |
| ハコソクLANによる設計の効率化(続報)……………川端一広・鳥羽勇造 | 11 |
| QS Bridge 施工例の紹介…………… | 12 |
| フレアフレームの設計について……………奈良幹夫 | 13 |
| NC面取り・ハリ取り装置“Mr.3k”の紹介…………… | 13 |
| 鋼橋景観設計システムの紹介……………吉本大介・鳥羽勇造・飛沢周次 | 14 |
| 安全帯フック通過装置の開発(セーフティスル)……………目黒大太郎・足立之彦 | 15 |
| 活用性を追求した技術情報データベースの構築法に関する一考察 | |
| ……………鳥羽勇造・武村和浩 | 15 |
| 光センサーによるモニタリングシステム(OSMOS)の特徴と有効性 | |
| ……………能登宥愿・中島一浩・澁谷 敦 | 16 |
| 部材計測システム(Super Brahms)の概要……………鬼頭省吾 | 17 |

グラビア写真説明

緑町人道橋

本跨線橋はJR東日本の中央線連続立体交差事業が始まる中で、朝夕ラッシュ時は開かずの踏切に近い状態となり近隣住民から緊急対応の要望があり計画された。架設工事は、国交省・事業主体の東京都・鉄道事業者のJRの間で調整を行いつつ進められた。中央径間は仮橋を使用し、設計・製作・架設までを極めて短期間でやり遂げ、JR東京工事事務所、西松JVの高い評価もいただいた。

(有沢一民)

保平橋仮橋

平成16年10月20日の台風23号により、長野県奈川村に位置する保平橋の中間橋脚が大きく沈下し、橋桁がV型に変形しました。対岸には林道を迂回して行くことはできるものの、幅員も狭く急勾配が続き、車輛のすれ違いも容易でないことから、仮橋による交通確保が急務となり、被災後1ヶ月足らずの11月17日には通行再開が可能となりました。

(山田豊)

まつもと市民・芸術館

写真は正面から撮影したのですが、宮地鐵工所は奥の大ホール部分の鉄骨を製作しました。「まつもと市民芸術館」のホームページを見ていただくのが一番わかりやすいのですが、鉄骨が見えないのが残念です。馬蹄形の外周を成す外周柱と柱から張り出すバルコニー席用の段差付き片持ち梁、屋上の3次元トラスなどが主な特徴です。曲線を有する希にみる複雑な構造で精度確保と工程管理に多大な労力を要した工事でした。

世界的に有名なオペラや演劇が次々と上演されているようです。松本駅から歩いて10分くらいの所ですので是非おでかけ下さい。

(吉川薫)

NECルネッサンスシティ（Ⅱ）B棟新築工事

川崎市下沼部の多摩川の近くに、周囲の低層ビルや住宅の一群からひととき空高く抜きん出たビルが出現した。5年前に完成したA棟と合わせて都心そのまま移転してきたような錯覚に陥る。白色に輝く壁面、A棟に合わせたデザイン等この地域のランドマークになった感がある。

今回のB棟は、柱がCFT（BOX）になっていてA棟の時のS造（BOX）と唯一変わった点である。

(西原英次)

Bow Strings Arch 試験体

本試験体は、RCFT構造に関する八戸工業大学との共同研究の一環として、RCFT構造をアーチリブに適用したBow String Arch橋の構造特性を検証するための1/20縮小モデルである。ここで、RCFT構造は、従来のCFT構造に対し、鋼管内に補強鉄筋を追加して曲げ耐力、じん性等の向上を図った構造である。また、Bow String Arch橋は、アーチライズがスパンの1/13程度（通常は1/7程度）と低ライズで耐風性・耐震性・施工性に優れている。但し、通常のアーチ橋に比較してアーチリブに作用する曲げモーメントとせん断力が大きくなり、優れた曲げ耐力特性をもつRCFT構造を採用するに非常に適した構造である。

(永谷秀樹)

編集後記

本号の巻頭言は早稲田大学の依田照彦教授にお願いいたしました。

性能設計を支える構造解析技術と題して、設計法の変遷と性能設計の考え方、また技術者としてこれから取組むべきテーマについてわかりやすく述べられております。先生にはご多忙のところ玉稿をお寄せ頂き、誠に有り難うございました。誌面を借りまして厚く御礼申し上げます。

本文では、まず宮地の新しい製品についての紹介を掲載しております。QS Slab、QS Bridge、FRP合成床版等、異種材料を組み合わせた合理的かつ経済的な構造となっており、実績も増えて参りました。ご参照いただければと考えます。その他には、補修・補強に関する投稿があります。皆様ご承知のように昭和39年の東京オリンピック前後およびそれ以降に施工された橋梁は、膨大な数に上ります。供用を開始してから40年経過し、何らかの対策が必要な橋梁が増えて来ております。社会資本であるこれらの橋梁に対して、適切なメンテナンスを行い、安全に長く使い続けることも重要になっています。今後ともその成果を宮地の技術として報告出来れば幸いです。

執筆者を始め多くの関係者の御協力により本号を発刊することが出来たことに感謝致します。

宮地技報編集委員会

| | | | | | |
|---------|---------|----------|---------|--|--|
| 委 員 長 | 高 橋 亘 | | | | |
| 副 委 員 長 | 能 登 宥 愿 | 太 田 武 美 | | | |
| 委 員 | 岩 下 宏* | 上 原 正 | 佐 藤 浩 明 | | |
| | 田 中 伸 尚 | 永 見 研 二 | 中 村 佐 吉 | | |
| | 西 垣 登 | 牧 野 克 彦* | 松 本 泰 成 | | |
| | 宮 崎 好 永 | 百 瀬 敏 彦 | 矢ヶ部 彰 | | |
| | 矢 崎 満 | 山 下 久 生* | 吉 川 薫 | | |

*印 事務局兼務

宮地技報 第20号

発行日 平成17年3月25日

発行所 株式会社宮地鐵工所

〒103-0011 東京都中央区日本橋大伝馬町7番5号

(豊和大伝馬町ビル) TEL 03(3639)2111(代)

印刷所 望月印刷株式会社