

板橋相生陸橋

発注者 東京都
 第四建設事務所
 形式 4径間連続鋼床版箱桁、
 鋼製橋脚3基
 橋長 191.0m
 幅員 16.5m~18.7m
 鋼重 1,950 t
 路線 環状8号線
 所在地 東京都板橋区若木三丁目地内
 ~同区相生町地内
 竣工 平成17年10月
 本文 p6, 説明文 p89





千住汐入大橋

発注者 東京都
 第五建設事務所
 形式 2径間連続鋼床版箱桁
 橋長 158.6m
 幅員 20.0m
 鋼重 1,250 t
 路線 都道補助第109号線
 所在地 東京都荒川区南千住八丁目
 地内～東京都足立区千住曙
 町地内
 竣工 平成17年8月
 本文 p39, 説明文 p89



大槻地区上部工工事

発注者 東北地方整備局
 形式 6径間連続非合成鋼箱桁
 橋長 308.0m
 幅員 8.5m
 鋼重 900 t
 路線 一般国道4号 あさか野バイパス
 所在地 福島県郡山市大槻町字針生地内
 竣工 平成18年2月(予定)
 説明文 p99



末野大橋

発注者 埼玉県
皆野寄居バイパス建設事務所
形式 上路式鋼アーチ橋
橋長 190.0m(当社施工長 58.8m)
幅員 全幅 8.5m
鋼重 1,640 t
路線 一般国道140号
所在地 埼玉県大里郡寄居町大字折原地内
竣工 平成 年 月
(本体製作完了: 平成11年3月
工場塗装完了: 平成15年3月)
説明文 p99



山田橋

発注者 四国地方整備局
松山河川国道事務所
形式 4径間連続非合成鋼鈹桁
橋長 229.0m
幅員 9.51m
鋼重 892.8 t
路線 一般国道317号
(西瀬戸自動車道
愛称: 瀬戸内しまなみ海道)
所在地 愛媛県今治市宮窪町宮窪
竣工 平成16年8月
説明文 p99

慎太郎橋

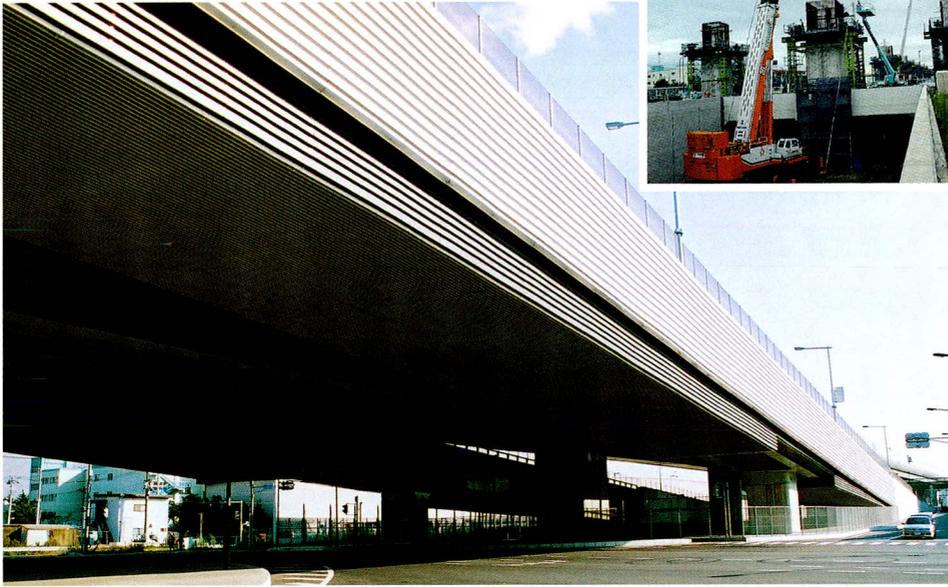
発注者 高知県 北川村役場
形式 4径間連続2主鋼鈹桁
橋長 151.0m
幅員 8.75m
鋼重 239t
路線 村道中岡慎太郎街道線
所在地 高知県安芸郡北川村柏木
竣工 平成17年9月
説明文 p101





鷹野立体上部工事

発注者 関東地方整備局
 北首都国道事務所
 形式 7径間連続非合成鋼板桁
 +3径間連続非合成鋼板桁2連
 +複合構造橋脚11基
 橋長 632m
 幅員 7.2~23.05m
 鋼重 2,629t
 路線 東京外環自動車道
 所在地 埼玉県三郷市鷹野地先
 竣工 平成16年12月
 説明文 p101



鶴見川橋梁

発注者 銭高・矢作・坂本建設共同企業体
 (横浜市交通局高速鉄道建設部)
 形式 SRCスラブ式・複線下路単純トラス橋
 橋長 70.0m
 幅員 8.1m
 鋼重 303t
 路線 横浜環状鉄道中山~日吉間
 (市営地下鉄4号線)
 所在地 横浜市都筑区川和町1358番
 ~緑区北八朔町130-7地先
 開業 平成19年開業予定
 説明文 p101



西春(その2)工区上部工事

発注者 名古屋高速道路公社
 形式 6径間連続合成鋼板桁2連
 5径間連続合成鋼箱桁1連
 5径間連続非合成鋼箱桁1連
 3径間連続非合成鋼箱桁1連
 鋼製橋脚11基
 橋長 539m
 幅員 10.665~16.000m
 鋼重 6,044.1t
 路線 県道高速一宮西春線
 (名古屋高速道路 高速16号一宮線)
 所在地 西春日井郡西春町大字中之郷
 ~春日井郡西春町大字宇福寺
 竣工 平成16年3月
 説明文 p101



藤曲高架橋（仮称）

発注者 山口県
宇部小野田湾岸道路建設事務所
形式 6径間連続非合成鋼板桁
+4径間連続非合成鋼板桁2連
（合成床版QS Slab）
橋長 202.5m
幅員 19.0m
鋼重 974t
路線 宇部都市計画道路 1・4・2宇部湾岸線
所在地 山口県宇部市大字藤曲字昭和開作地内
竣工 平成17年5月
説明文 p102



大高跨線橋

発注者 日本道路公団 中部支社
形式 4径間連続合成床版鋼箱桁2連
橋長 265.1m
幅員 9.9m
鋼重 2,170t
路線 東名阪自動車道
所在地 愛知県名古屋市緑区大高町
竣工 平成17年10月
説明文 p102

御手洗橋

発注者 愛媛県
宇和島地方局
形式 合成床版橋
（QS Bridge硬質ウレタン充填タイプ）
橋長 19.74m
幅員 4.0m
鋼重 22.4t
路線 町道山財谷線
所在地 愛媛県宇和島市津島町山財
竣工 平成17年1月
説明文 p102





三郷西高架橋

発注者 日本道路公団 関東第一支社
 形式 3径間連続鋼板桁3連、
 3径間連続鋼箱桁、
 鋼製橋脚2基
 橋長 525.4m
 幅員 3.9m,2.8m,12.6m,11.9m
 鋼重 972t
 路線 東京外環自動車道
 所在地 埼玉県三郷市天神～彦倉
 竣工 平成17年8月
 説明文 p102

美原大橋

発注者 北海道開発局
 札幌開発建設部
 形式 3径間連続斜張橋（逆Y型主
 塔1面吊り）、
 3径間連続鋼床版箱桁
 橋長 972.0m
 幅員 28.8m
 鋼重 19,700t（当社施工分840t）
 路線 国道337号
 所在地 北海道江別市
 竣工 平成16年12月
 説明文 p102



金木橋

発注者 千葉県
 形式 8径間連続変断面鋼箱桁橋
 橋長 330.6m
 幅員 24.2m
 鋼重 2,003t（当社施工分273t）
 路線 袖ヶ浦中島木更津線
 所在地 千葉県木更津市久津間
 竣工 平成15年3月
 説明文 p102



Mindanao 210MW Coal Fired Plant
(Stack & Support)

発注者 川崎重工業
形式 鋼製煙突
高さ 150m
鋼重 900t
所在地 フィリピン国ミンダナオ島
製作完了 平成17年3月
説明文 p103



(写真提供：カワサキプラントシステムズ)



THACH QUANG Bridge
(タッククワン橋)

発注者 双日 (旧日商岩井)
(ベトナム交通省)
形式 単純合成鋼鈹桁3連
橋長 99.2m
幅員 5.5m
鋼重 104.3t
所在地 ベトナム国ティンホア州
タックタン地区
架設完了 平成17年8月
説明文 p103

兎尻橋補修工事

発注者 秋田県
鹿角地域振興局
形式 2径間単純合成鋼鈹桁
(床版打ち換えおよびB活荷重対応
本体補強工事)
橋長 57.0m
幅員 7.5m,
鋼重他 床版打ち換え面積=425㎡
(FRP合成床版採用)
B活荷重対応本体補強重量=42t
路線 国道282号線
所在地 秋田県鹿角郡小坂町余路米地内
竣工 平成17年9月
説明文 p103





上部工耐震補強工事15-7

発注者 名古屋高速道路公社
 工事内容 耐震補強工事
 (落橋防止・変位制限構造の設置)
 座屈拘束ブレース (制震部材)
 を採用
 鋼重 295t
 路線 名古屋高速2号線東山線
 所在地 名古屋市中区大須3丁目
 ~千代田5丁目
 竣工 平成17年2月
 説明文 p103

キャノン下丸子先端技術研究棟新築工事

発注者 キャノン株式会社
 構造 SRC,S造 コラム柱
 (BCP325/T)
 地下1階,地上6階,PH1階
 鋼重 9,000t
 所在地 東京都大田区下丸子
 竣工 平成17年7月
 説明文 p103



**東京大学医学部附属病院
 中央診療棟(Ⅱ期)新営工事**

発注者 大林,銭高,池田JV
 施主 東京大学施設部
 構造 SRC,S造,地下3階,地上9階,
 PH1階
 鋼重 6,500t
 所在地 東京都文京区本郷7-3-1
 (東京大学構内)
 竣工 平成18年3月(予定)
 説明文 p103

巻頭言

鋼橋のアフターケアは誰が責任を持つか？

名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻 山田 健太郎

生産した「商品」のアフターケアが大切なことは、通常の商品では当然のことである。それでは、鋼橋のアフターケアの世界はどうなっているのか、どうすればよいのか、といったことを狭い範囲の経験にもとづいて書いてみたい。鋼橋メーカーには、新設橋だけでなく既設の鋼橋を100年以上長持ちさせる技術があるはずで、それがビジネスチャンスにつながると信じているからである。

日本では、橋のアフターケアの責任は道路管理者にある。理由は橋の公共性にある。ただし、残念ながら道路管理者がアフターケアの責任を果たしているとは到底思えない場面によく遭遇する。新設橋に予算が配分され、維持・管理には予算が回らない、といった問題はあるが、直轄で橋を建設した経験をもつ「うるさい技術者」が管理者側に少なくなっていることもその理由であろう。筆者は、そこに鋼橋メーカーのビジネスチャンスがあると信じている。

1. 橋の最大のアフターケアは、そのデザイン性にある：橋はスケールが大きく、長年使われるものであるから、美しい橋、きちっとした橋を作ることが、最大のアフターケアである。「鋼橋メーカーは、コンサルタントや道路管理者が設計した図面にもとづいて粛々と製作するのが仕事」という見方もあるが、それではアフターケアを放棄したことになる。優れた設計部をもつ鋼橋メーカーが、景観性を重視した耐久性のある良いデザインをすることで社会貢献ができるようになったらどうだろう。自分達の都合で工場製作しやすい形にこだわり、その橋が長年使われて社会から評価されていることに鈍感になっているとすれば、鋼橋メーカーの未来は寂しい。この件では、マレーシアでショッキングな話を聞いた。日本も協力して高速道路を建設したが、鋼橋を日本と同じ感覚で作ったようだ。その結果、そのデザインが嫌われて、マレーシアでは二度と鋼橋は使われないのでないか、と言った現地技術者がいた。「デザインが無い」と直接にはっきり言われると、自分で分かっていてもショックである。デザインも含めたアフターケアに参加したらどうだろうか。

2. 鋼橋の重要なアフターケアに防錆・防食がある：鋼橋のアフターケアで重要な分野に、鋼橋の長寿命化のための塗装と塗り替え塗装とがある。鋼橋は、塗り替え塗装すれば新品になるのが良いと

ころである。最近は今工場、重防食塗装が増え、鋼橋の長寿命化の観点からは大変喜ばしい。ところが、塗替え塗装はいまだに3Kの世界で、監督者も現場へ行かないことがあると聞く。塗替え塗装は、したがって小規模の塗装業者の技術力とモラルに負うところが大きい。コスト削減の厳しい昨今では、建築の耐震偽装の問題と同様、残念ながらいずれもそれほど期待できない。

塗替え塗装では、素地調整が重要である。検査がない世界でそれがどうなるか、は言うまでもない。かなり塗装が劣化した桁の塗替え塗装で、「塗替え塗装で2種ケレンは普通はやらない」との業者の意見を入れて、3種と4種ケレンに変更した事例を聞いたことがある。当然のことながら、数年で腐食が顕著になり問題になった。塗膜が生きている、すなわち塗膜にまだ十分な防食性能がある「活膜」の概念を理解していれば、活膜とは言えない塗装の素地調整をどこまでやるかは自明である。管理者の無知が招いた例であるが、鋼橋メーカーの技術者は、自分達が精魂傾けて作った鋼橋がこういった扱いを受けていることを果たしてご存知だろうか。また、塗装や塗替え塗装に詳しい技術者は、鋼橋メーカーにどれほどいるのだろうか。いないとすれば、やはり鋼橋メーカーはアフターケアを放棄していることになる。「腐食して早く架け替えてくれれば、鋼橋メーカーは儲かる」といった考えは、プロとしての社会貢献を放棄していることになり、論外である。

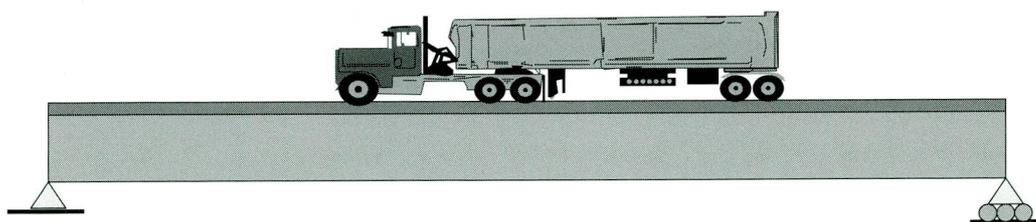
3. 疲労損傷の補修・補強は、技術力を伴うアフターケアである：筆者が勉強している疲労の分野でも同様なことがある。2002年に疲労設計が道路橋示方書に規定されるまで、多くの道路管理者は、「道路橋に疲労はない」と信じており、したがってき裂を見てパニックになる管理者もいたほどである。

道路管理者の対応として、疲労損傷が見つかるはずコンサルタントが呼ばれる。その技術力はさておき、その情報収集の一環としてその橋を製作した鋼橋メーカーに相談がある。鋼橋メーカーは、場合によっては「勉強」と称してサービスで損傷原因の検討を行う。大変なアフターサービスをしているわけだが、技術に対する正当な報酬をもらわないで責任ある調査や判断ができるとは、私にはとても思われない。その結果、「この橋は、交通量も多いし、かなり劣化している。(あと何年で(旧大蔵の基準の)50年になるので、)そろそろ架け替えの時期にきていますね…」といった無責任な回答をすることになる。橋建協の調査結果で、鋼橋の架け替えまでの年数が平均で50年を下回っていたデータを見たことがある。橋の歴史や社会の考え方が違う欧米と比較するつもりは毛頭ないが、あまりにも恥ずかしい数値である。鋼は、腐食と疲労を防止すれば、材料劣化がない優れた材料である。その使い方を熟知したプロ集団がつくる鋼橋の寿命が、あまりにも短いので驚いた

記憶がある。橋のアフターケアに、鋼橋を良く知るプロ集団が適切な報酬で仕事をしてこなかったことがその理由と私は考えている。道路管理者の無知を承知で鋼橋を架け替えて、それで鋼橋メーカーが潤っていたとしたら、やはりおかしい。

4. 鋼橋メーカーが現場をよく見てアフターケアをする：トップクラスの鋼橋メーカーの中堅技術者と話をしている、「現場へ行けばいろいろ勉強になるのに、最近の若い人は現場へ行きたがらない」と嘆いていた。設計時の仮定と違って、実際の橋が通常の交通荷重下でどのように挙動するかは、実物がそこにあるからすぐに確認することができる。現場には、そんなチャンスがたくさんあるので、現場へ行かない手はない、というのがその中堅技術者の意見である。大賛成である。

仕事がパソコンに依存する割合が大きくなったのは否めないし、構造力学と解析学（コンピュータ支援解析）を重点とする大学教育に問題がないわけではない。限られた時間内に基礎を勉強してもらおうとすると、どうしても解析が中心にならざるを得ない。ただ、構造力学のための問題をやっている、実際の構造物の挙動との結びつきがあいまいになることがある。例えば、下図に示す単純支持された合成桁で、走行荷重によって可動支点がどちらに移動するか、と言った問題を出すと、学生（学部4年、大学院生）の答は右と左のほぼ半々になる。（「道路橋の支承は動いていないことが多い」という答はここでは除外しよう。）鋼橋メーカーの技術者にとっては簡単なことが、現場の維持・管理にたずさわる人には不明である場合がある。鋼橋メーカーの技術者より現場に行かないコンサルタントの人には、鋼橋のアフターケアは荷が重いのではないか。鋼橋メーカーの技術者が、現場へ行ってきっちり仕事をする方向にならないものであろうか。そのためのフィーも道路管理者がきっちり支払うことで良い仕事ができたら、お互いにメリットがある。



5. 鋼橋に30年の保証をつけて、アフターケアをやる：筆者の夢は、橋の性能を保証することにある。日本の鋼橋メーカーには、自分達の製品に長期の保証をつけるだけの設計、製作、架設をこなす実力があると思っている。ただし、保証する条件として、①設計条件が明らかで、設計荷重と与えられた大型車交通量が将来変わらないこと、②必要な維持・管理の方法とその品質を規定するのでそれを履行すること（それを含めて請け負うことも可能）、③予期せぬ問題が生じたときに備えて保険をつけること、などが道路管理者側に担保される必要がある。発注者側がこういった条件（一種の性能規定）をつけて、一括で設計、製作、架設を発注する体制が取れば、橋梁メーカーも技術力を発揮して、30年や50年の保証をつけることも可能であろう。また、保険会社も橋梁メーカーの能力を真剣に査定するはずである。技術力がないメーカーは保険料が高くなるので、必然的に淘汰されていくことになる。そういった責任が明確な中でのコスト縮減なら、大いに競争してもらいたい。

6. アフターケア

巻頭言ということで、何とか夢のある話をと考えていたが、結局維持・管理の話になってしまった。ただし、前述したように欧米では100年を越す鋼橋がきちっとメンテナンスされて使われているのに対して、技術大国の日本にそういった橋がほとんどなく、またあってもいろいろな理由で架け替えになる。そういった流れをどこかで止めないと、世界一の吊橋をかけた国として恥ずかしい。それができるのが鋼橋メーカーであることを信じて疑わない。

技術評論

企業の目的は、企業が存続するための適正な利益の確保及び従業員・ステークホルダーへの労働対価としての利益の配分であり、また一方、企業活動が可能となった社会環境・条件に対するお礼すなわち社会貢献である。

利益を得るには次の三つの条件

- ①売り上げを伸ばす
- ②固定費削減
- ③競争力のある製品開発

が考えられる。

①に求められることは、企業力が必要であることは勿論、国家・社会の経済情勢が企業の事業領域の製品に追い風であることである。

②はある程度企業個体の能力であり、かつ短期に直接利益向上に結びつく。

③は効果が出るのに時間はかかるが、必ずしも大きな資本を必要とせず、それにもまして多くの波及的効果が得られる。特に企業発展に不可欠な従業員のモラルの向上に絶対的に必要である。

企業が技術開発にどのような比重を置くかは、経営目的におけるトップの考え方がまず前提となる。その上で技術開発部門には最終目的として、将来の顧客、社会に貢献する技術開発を担っているという意識を持ちつづけることが重要であり、結果事業収益に結びつく。

我々が扱っている構造物の技術開発とは、

①対象としている技術全体を構成している要素技術に新しい技術が含まれている。

②従来の要素技術で、新しい技術は含まれていないが、その組み合わせ方が新しい技術である。

の2タイプが殆どである。そして、これらの技術は我々にとって好都合なことに、純然たる新しい技術と比べて発注サイドやその周辺の人々の理解を得やすい技術である。

新しい技術はどのようにして生まれるか。構造物の使用側からの要求としては次の項目が考えられる。

- ①社会・経済活動からの要求
- ②自然現象の変化に対する安全性確保の要求

常任参与 技術研究所長 能登 宥愿

③生活の中での利便性の要求

④長期的使用を可能とする耐久性の要求

⑤ライフサイクルコストミニマムを追求

これらの要求項目から生まれた当社の開発製品を各一つづつ挙げる。

①として短期施工およびコスト縮減を目指した短期間立体交差化技術「Q S 工法」

②として耐震・耐風に優れた「複合ラーメン橋梁」

③として海峡、離島への連絡橋「Bow String Arch」

④として型枠不要の合成床版「Q S スラブ」

⑤としてアセットマネジメントシステムのツールとしての「OSMOS」

これらは原則として利用者の要求に基づいた技術であり、かつ我が社の開発目標技術に合致した技術である。

最後に、現在の鋼橋の製作工程見直しについて希望を含めて述べる。金属を熱加工することによって熱ひずみが生じ、変形・残留応力が発生する。製作の工程のプロセスとして過度の変形を修正するために加熱矯正が行われる。現在でもこの現象を少しでも軽減するため溶着量の小さい対称な開先形状、溶接順序、拘束治具による面外変形の制御、予め予測できる変形に対する製作反りの付加工程等を実施している。これらの現象に対して可能な範囲、数値予測を行うことは大きな意味があると思われる。

現在、構造解析の技術が昔日と比べ大幅に向上している。熱力学解析も大幅に進歩し、溶接等によるひずみを溶接パス毎に解析し、その結果を製作時の予ひずみとして与える。これにより、熱による大きな変形を避けることが可能となる。現在これに利用できる解析プログラムは、実用的なものが多く見られる。このプログラムによる解析結果と実測データを照合していくことにより、近い将来かなり過熱矯正が減少することが予想される。これはコスト縮減はもとより構造物の品質にも良い影響を与え、人に優しい、構造物にも優しい技術として評価できる。

大型搬送車を利用した交差点部での急速施工 (板橋相生陸橋)

Rapid Construction at a Crossing Using Large Transport Vehicles (Itabashi Aioi Rikkyo Bridge)

石井和夫*¹ 朝倉一久*² 中山裕康*³ 池田浩*³
Kazuo ISHII Kazuhisa ASAKURA Hiroyasu NAKAYAMA Yutaka IKEDA

Summary

At a crossing of a constructed road, supplementary Route No. 2 runs beneath the central span between P2 and P3 and Metropolitan Expressway No. 5 runs above the crossing. To prevent traffic congestion due to the erection work and adverse impact on the surrounding area, large transport vehicles were employed for launching erection to shorten the duration of traffic restrictions. Thus, the multi-level crossing was completed quickly.

キーワード：急速施工、立体交差、支点支持仮組立て、大型搬送車

1. まえがき

本工事は、環状第8号線の板橋区若木3丁目地内から相生町地内に橋梁上部工を製作・架設する工事であり、排ガス対策としてシェルター設置工事も含まれている。

中央径間部（P2-P3間）は直下を補助第201号線、直上を首都高速5号線が通っている交差点部で、架設時の

交通渋滞や渋滞に伴う周辺環境の悪化を防ぐため、交通規制時間の短縮を図ることができる大型搬送車による送り出し併用の一括架設を採用した。

本稿は、短期間立体交差化として、上記の架設工法で行った中央径間部の施工とその前準備として行った支点支持仮組立て及び大型搬送車の施工実験について報告するものである。

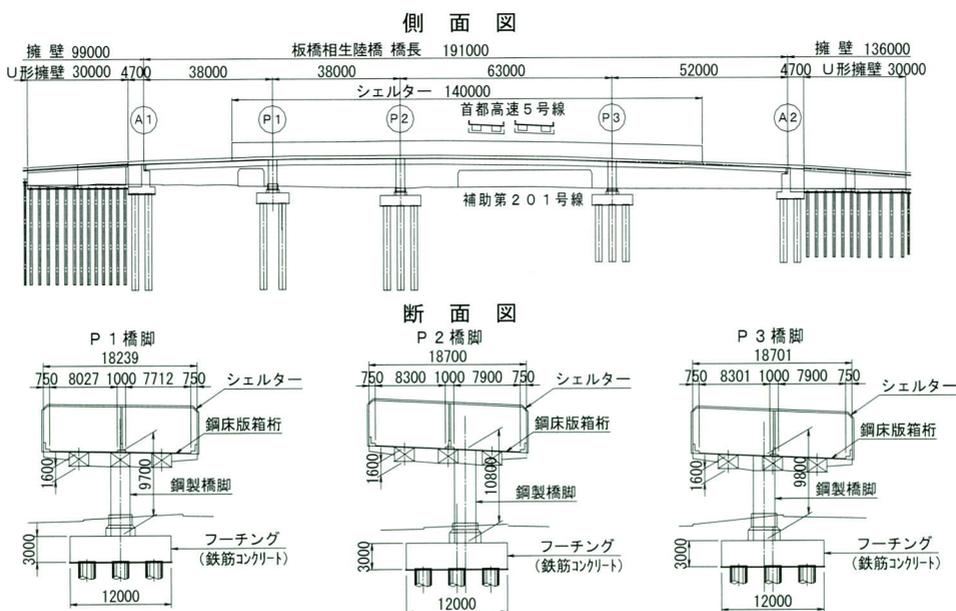


図-1 構造一般図

*¹ 工事本部工事部工事課長 (現場代理人)

*² 工事本部工事部工事課長 (監理技術者)

*³ 工事本部工事計画部計画課

2. 橋梁概要

本橋の構造諸元を以下に記す。また、構造一般図を
 図-1に示す。

路線名：環状第8号線

道路規格：第4種 第1級

車線数：片側2車線（計4車線）

設計速度：V=60km/h

荷重：B活荷重

構造形式：上部工 4径間連続鋼床版箱桁ラーメン橋

下部工 T形鋼製橋脚

橋長：191.0m

支間割：37.4 + 38.0 + 63.0 + 51.4m

幅員：16.6 ~ 18.7m（全幅員）

14.1 ~ 16.2m（有効幅員）

平面線形：R = ∞ ~ R = 250m ~ R = ∞

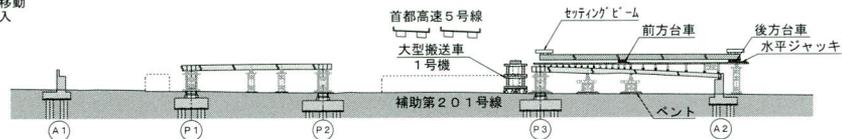
縦断勾配：5.8%、VCL = 110m、

-1.5%、VCL = 80m - 6.9%

横断勾配：2.0%屋根勾配 ~ 6.0%片勾配

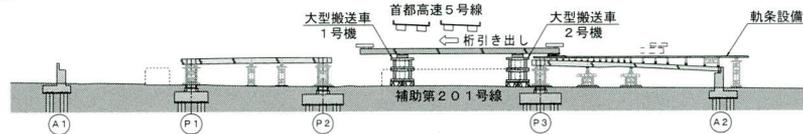
STEP-1

1. 環状第8号線、補助第201号線規制
2. P2-P3間 桁縦移動
3. 大型搬送車1号機挿入



STEP-2

1. P2-P3間 桁引き出し
2. 大型搬送車2号機挿入



STEP-3

1. P2-P3間 桁引き出し
2. P2-P3間 桁旋回
3. P2-P3間 桁リフトダウン
4. セッティングビーム桁受け、大型搬送車移動



STEP-4

1. 環状第8号線、補助第201号線車線規制
2. ジョイント添接
3. 高力ボルト締付
4. 大型搬送車1号機荷重解放・搬出
5. 環状第8号線、補助第201号線規制解除

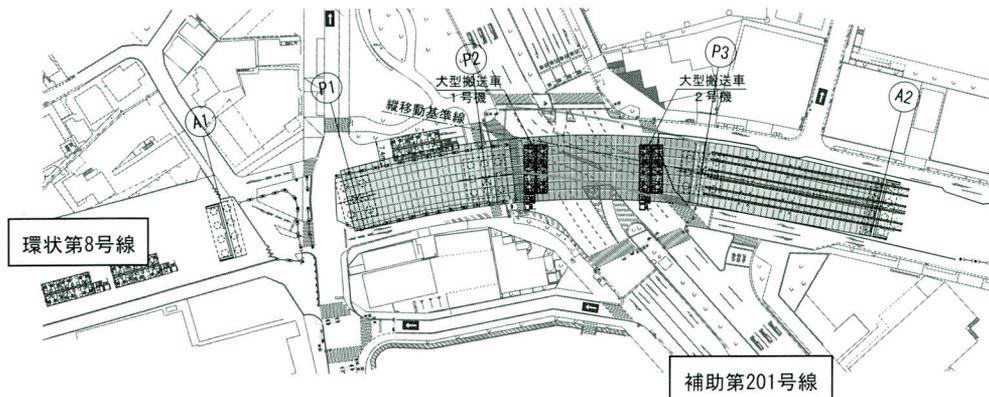
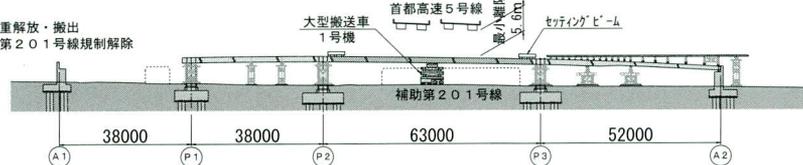


図-2 施工ステップ図

3. 急速施工の計画概要

本工事のように供用している補助第201号線上の立体交差部を施工する場合は、近隣住民及び一般通行車両に与える影響を極力少なくするため、架設作業時間の短縮、交通規制の回数（時間）を最小限に抑える架設工法で施工する必要がある。本工事では、補助第201号線と立体交差するP2～P3間の上部工が直上に首都高速5号線があること、本橋がR=250mの曲線桁であり、脚と剛結構造であることなどにより、大型搬送車と送り出しの併用による一括架設工法を採用した。

一括架設の手順は次の通りであり、架設ステップ図を図一2に示す。

(1) 準備作業

架設を完了しているP3～A2間の桁上にて、一括架設するP2～P3間の桁を地組。大型搬送車は、A1背面にて組立。

(2) 夜間一括架設

- 1) 水平ジャッキにより、桁の縦取り。
(STEP-1)
- 2) 大型搬送車1号機、2号機の交差点内への移動。
- 3) 大型搬送車1号機と後方台車（水平ジャッキ）による桁の引き出し。(STEP-2)
- 4) 大型搬送車1号機、2号機による桁の引き出し、旋回。(STEP-2)
- 5) 大型搬送車上のデッキリフトによる桁の降下。
(STEP-3)
- 6) セッティングビームによる桁受け、大型搬送車移動。(STEP-3)

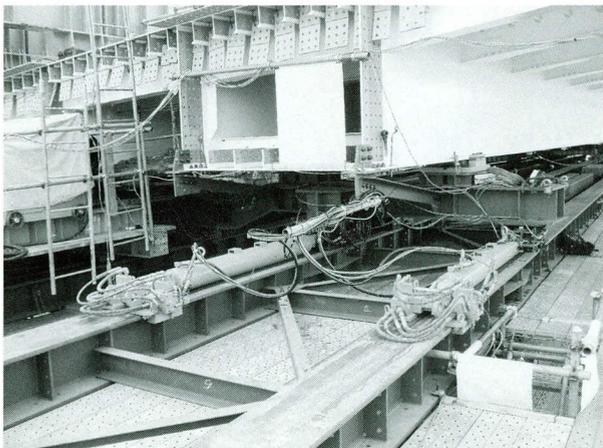
(3) 昼間添接作業 (STEP-4)



写真一1 一括架設前状況



写真一3 前方台車



写真一2 後方台車



写真一4 架設状況 (STEP-1)



写真-5 架設状況 (STEP-2)

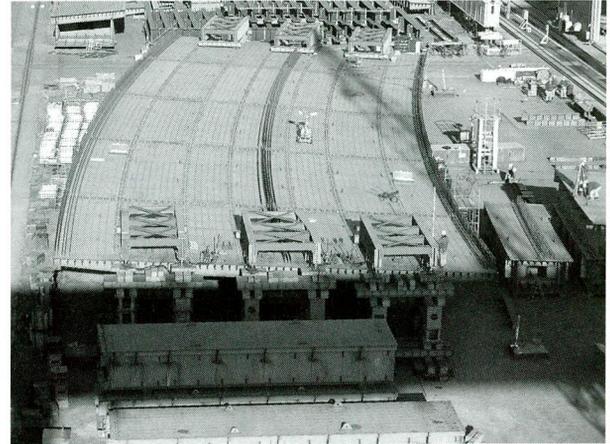


写真-7 支点支持仮組立ての全景



写真-6 架設状況 (STEP-4)



写真-8 計測状況

4. 支点支持仮組立ての実施

中央径間部 (P2-P3 間) の QS 工法による架設に備えて、架設ステップに合わせた支点支持仮組立てを行った。

(1) 支点支持仮組立ての目的

中央径間部 (P2-P3 間) の送り出し架設時の桁の形状を再現し、部材の落とし込み及びボルト締めが問題なく行えるかどうかを確認することを目的に支点支持仮組立てを実施した。

(支点支持仮組立ての着目点)

- ① 解析値どおりに桁が変形するかを確認し、一致しない場合は解析条件を見直して、それを実際の架設時の解析にも反映させる。
- ② 気温、日照が桁形状に与える影響を把握する。

(2) 支点支持仮組立ての概要

次に記述する5つの支持状態で仮組立てを行い、桁の

変形を計測した。なお、気温と日照の影響を把握するため、各ステップとも温度差あり (昼間計測)、温度差なし (早朝計測) の2回計測を行った。

1) 計測項目

- ① 桁のたおれ ② 桁のねじり ③ 桁のたわみ ④ 桁長
- ⑤ 受点反力 ⑥ 対角長

2) 仮組立てステップと着目点

ステップ-1: 多点支持状態 (通常の仮組状態)

ステップ-2: 受点 (B、D) による支点支持状態

(着目点) J8、J13の遊間 (20mm) で落とし込みができるかの確認。

ステップ-3: 受点 (A、D) による支点支持状態

(着目点) 温度差の影響を考慮しときの J8、J13 仕口のたおれ形状の確認

ステップ-4: 受点 (A、C、E) による支点支持状態

(着目点) J8、J13の仕口合わせに必要な受点Cのジャッキアップ量

表-1 桁のたわみ

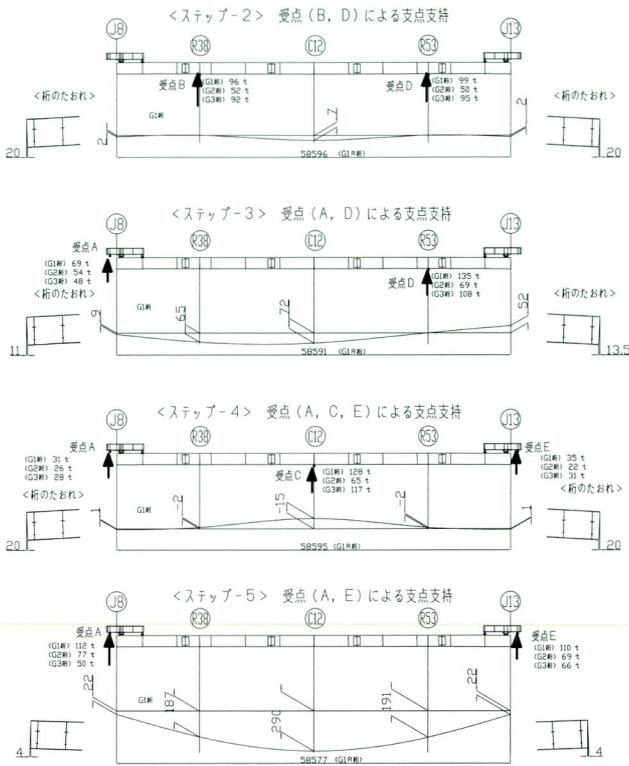


図-3 仮組立てステップ毎の変形図

ステップ-5：受点（A、E）による支点支持状態（着目点）万が一、セッティングビームのみで受けた時の桁挙動の確認

- 3) 支点支持仮組立て時に留意した点
- ① 高力ボルトが正規位置で必要な本数以上締め付けられていることを確認した。
 - ② 各ステップ毎の桁変形を明確にするためにベンチマークを設け、それを基準に各ステップの計測を行った。
 - ③ 桁温度の計測位置（R38、C12、R53）は鋼床版上面、ウェブ中心、下フランジ下面とした。

(3) 支点支持仮組立てから得られた知見

- ① 桁のたおれの計測値はほぼ解析値どおりの値が得られ、許容誤差内に収まっている。
- ② 桁のたおれ、桁長の計測結果から、架設時に想定される気温や日照の影響を考慮しても、問題なくJ8-J13間の落とし込みが可能である。
- ③ 桁の変形はほぼ解析値と同じ傾向を示したことから、部材の落とし込み後の仕口合わせ及び現場ボルト締めが可能である。

<夜間計測> (単位:mm)

位置	ステップ2				ステップ3				ステップ4				
	計測値	解析値	差	実/解	計測値	解析値	差	実/解	計測値	解析値	差	実/解	
J8	G1	-1	-1	0	100%	7	9	-2	78%	-3	1	-4	300%
	G2	2	-1	3	200%	9	8	1	113%	-1	1	-2	100%
	G3	1	-1	2	100%	8	7	1	114%	-1	1	-2	100%
R38	G1	2	0	2	-	68	70	-2	97%	4	-2	6	200%
	G2	-3	0	-3	-	57	64	-7	89%	0	-2	2	0%
	G3	0	0	0	-	57	60	-3	95%	2	-1	3	200%
C12	G1	2	8	-6	25%	67	77	-10	87%	-12	-15	3	80%
	G2	3	8	-5	38%	63	72	-9	88%	-9	-13	4	69%
	G3	4	8	-4	50%	58	67	-9	87%	-9	-12	3	75%
R53	G1	2	0	2	-	4	0	4	-	10	-2	12	500%
	G2	-4	0	-4	-	-2	0	-2	-	3	-2	5	150%
	G3	0	0	0	-	0	0	0	-	6	-1	7	600%
J13	G1	-9	0	-9	-	-56	-59	3	95%	-1	1	-2	100%
	G2	-5	-1	-4	500%	-54	-57	3	95%	2	1	1	200%
	G3	-6	0	-6	-	-50	-52	2	96%	0	1	-1	0%

<昼間計測> (単位:mm)

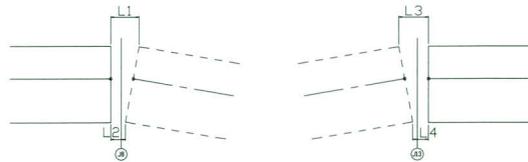
位置	ステップ2				ステップ3				ステップ4				ステップ5				
	計測値	解析値	差	実/解	計測値	解析値	差	実/解	計測値	解析値	差	実/解	計測値	解析値	差	実/解	
J8	G1	17	21	-4	81%	4	6	-2	67%	-2	1	-3	200%	24	22	2	109%
	G2	16	20	-4	80%	5	5	0	100%	-1	1	-2	100%	19	19	0	100%
	G3	16	20	-4	80%	6	4	2	150%	-1	1	-2	100%	14	16	-2	88%
R38	G1	2	0	2	-	44	44	0	100%	3	-3	6	100%	168	187	-19	90%
	G2	-4	0	-4	-	34	39	-5	87%	-1	-2	1	50%	146	168	-22	87%
	G3	0	0	0	-	34	34	0	100%	0	-2	2	0%	132	150	-18	88%
C12	G1	-5	-3	-2	167%	41	46	-5	89%	-13	-15	2	87%	251	290	-39	87%
	G2	-7	-4	-3	175%	35	42	-7	83%	-11	-13	2	85%	225	262	-37	86%
	G3	-5	-4	-1	125%	34	38	-4	89%	-10	-12	2	83%	206	235	-29	88%
R53	G1	2	0	2	-	6	0	6	-	8	-3	11	267%	171	191	-20	90%
	G2	-5	0	-5	-	-3	0	-3	-	3	-2	5	150%	149	169	-20	88%
	G3	-1	0	-1	-	0	0	0	-	4	-2	6	200%	134	148	-14	91%
J13	G1	9	21	-12	43%	-20	-18	-2	111%	0	1	-1	0%	23	22	1	105%
	G2	10	21	-11	48%	-17	-15	-2	113%	2	1	1	200%	20	19	1	105%
	G3	11	21	-10	52%	-18	-12	-6	150%	0	1	-1	0%	16	16	0	100%

表-2 受点反力

(単位:t)

位置	ステップ2				ステップ3				ステップ4				ステップ5			
	計測値	解析値	差	実/解	計測値	解析値	差	実/解	計測値	解析値	差	実/解	計測値	解析値	差	実/解
J8	G1	-	-	-	68	69	-1	99%	28	31	-3	90%	101	112	-11	90%
	G2	-	-	-	54	54	0	100%	20	26	-6	77%	74	77	-3	96%
	G3	-	-	-	44	48	-4	92%	24	28	-4	86%	48	50	-2	96%
R38	G1	88	96	-8	92%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	G2	68	52	16	131%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	G3	84	92	-8	91%	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
C12	G1	-	-	-	-	-	-	-	118	128	-10	92%	-	-	-	-
	G2	-	-	-	-	-	-	-	56	65	-9	86%	-	-	-	-
	G3	-	-	-	-	-	-	-	110	117	-7	94%	-	-	-	-
R53	G1	78	99	-21	79%	116	135	-19	86%	-	-	-	-	-	-	-
	G2	75	50	25	150%	64	69	-5	93%	-	-	-	-	-	-	-
	G3	78	95	-17	82%	100	108	-8	93%	-	-	-	-	-	-	-
J13	G1	-	-	-	-	-	-	-	28	35	-7	80%	106	110	-4	96%
	G2	-	-	-	-	-	-	-	27	22	5	123%	66	69	-3	96%
	G3	-	-	-	-	-	-	-	30	31	-1	97%	50	66	-16	76%
合計	471	484	-13	97%	446	483	-37	92%	441	483	-42	91%	445	484	-39	92%

表-3 J8、J13の遊間



(単位:mm)

	温度20度、温度差なし			温度30度、温度差+10度		
	ステップ2	ステップ3	ステップ5	ステップ2	ステップ3	ステップ5
L1	19.3	22.5	29.9	7.4	10.9	18.4
L2	20.2	16.4	5.5	13.6	10.0	-0.9
L3	19.8	19.7	29.7	8.0	7.9	17.9
L4	20.3	20.4	5.8	13.8	13.9	-0.7

- ④ 受点反力の計測値はほぼ解析値どおりの値が得られた。
- ⑤ 大型搬送車の受点位置での横断方向（G1、G2、G3）の相対変位に、少しの誤差が生じていても反力バランスが大きく変わることがあったので、大型搬送車受点にて支持する場合には各部材の相対変位差を十分管理する必要がある。

5. 大型搬送車による送り出し架設の準備

(1) 大型搬送車の施工実験

デッキリフトを使用した2台の大型搬送車による送り出し架設は過去に実績がない工法であるため、現地の状況を再現して以下の実験を行い、架設工事に反映させた。

- ① 大型搬送車と水平ジャッキの同調性確認実験。
送り出し時の大型搬送車と水平ジャッキの同調性と送り出し速度の確認をおこなった。
- ② 大型搬送車の旋回実験
送り出す中央径間部の桁と同等の荷重（約250t）を載荷させて、旋回軌跡・旋回速度を確認した。
- ③ デッキリフトの降下実験
大型搬送車上のデッキリフト（2段×3基）の同調性と降下速度を確認した。

(2) 大型搬送車の走行線（送り出し線）の設置

大型搬送車による送り出し架設は、大型搬送車の据え付け位置と走行する線の設定が重要なことから、予めポイントを測定し墨出しを行った。

架設時には大型搬送車に取り付けた下げ振りで墨出し線を確認し、大型搬送車を移動させた。

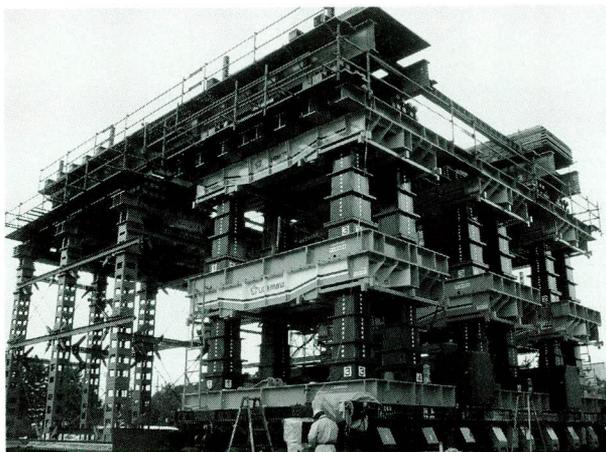


写真-9 大型搬送車施工実験状況

(3) 型搬送車走行路面の不陸調

大型搬送車はサスペンション±300のストロークを持っているが大型搬送車の幅、長さを考慮して±150程度以下の不陸となるように、路面の舗装を行った。また、大型搬送車走行に支障となる、フェンス、信号器等は移設、撤去を行った。

6. 大型搬送車による送り出し架設の概要

(1) 架設状況

実施工程を表-4に示す。

表-4 実施工程

<1日目>				架設工事				交通規制			
ステップ	予定時刻	実施時刻	実施項目	実施項目	実施項目	予定時刻	実施時刻	実施項目	実施項目	予定時刻	実施時刻
	22:00	22:00	配置		無線テスト	22:00	22:00				
					規制開始（作業帯設置開始）	22:00	22:07				
	23:00	23:00	架設作業開始指示								
	23:00	23:06	水平ジャッキによる送り出し								
STEP-1	23:30	23:27	大型搬送車1号機挿入桁受け								
STEP-2	0:00	0:48	組み合わせによる桁送り出し		上り通行止め	0:22	1:05				
	0:40	1:24	大型搬送車2号機挿入桁受け		上り通行止め解除	0:40	1:24				
	0:50	1:37	桁送り出し		上下通行止め一規制盛換え	0:50	1:35				
	1:40	2:38	桁リフトダウン		上下通行止め	1:40	2:38				
STEP-3	2:30	9:16	桁撤回、リフトダウン								
					迂回規制解除	5:00	12:55				

<2日目>				架設工事				交通規制			
ステップ	予定時刻	実施時刻	実施項目	実施項目	実施項目	予定時刻	実施時刻	実施項目	実施項目	予定時刻	実施時刻
STEP-4	9:00	11:50	添接部ボルト本締め工		車線規制	5:00	12:55				
	22:30	21:00	大型搬送車1号機撤出		車線規制解除	23:00	21:20				

(2) 架設時の計測管理

送り出し時の管理としては以下の3項目を重要視し、パソコンにリアルタイムで表示させることにより施工した。

- ① 大型搬送車と水平ジャッキとの連動（同調）
 - ・レーザー距離計測器による移動距離差計測、ディスプレイ表示
 - ・水平ジャッキストローク計測、ディスプレイ表示
 - ・路面走行基準線をもとに下げ振りで位置の確認
- ② デッキリフトの鉛直性
 - ・傾斜計によるデッキリフト天端の傾斜計測、ディスプレイ表示
 - ・レーザー下げ振りによるデッキリフトの傾きの計測
- ③ 2台の大型搬送車の連動（同調）
 - ・レーザー距離計測器による大型搬送車間の間隔を計測、ディスプレイ表示
 - ・ワイヤーとリミットスイッチにより大型搬送車間の間隔の監視
 - ・レーザーポインターによる大型搬送車の橋直方向のズレの計測
 - ・路面走行基準線をもとに下げ振りで位置の確認



写真-10 計測値ディスプレイ表示状況



写真-12 下げ振りによる走行位置の確認状況

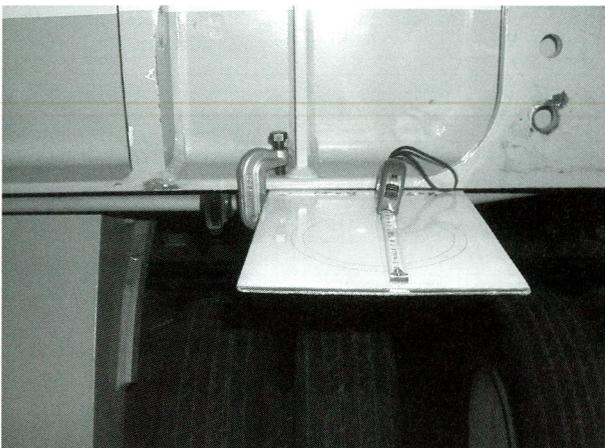
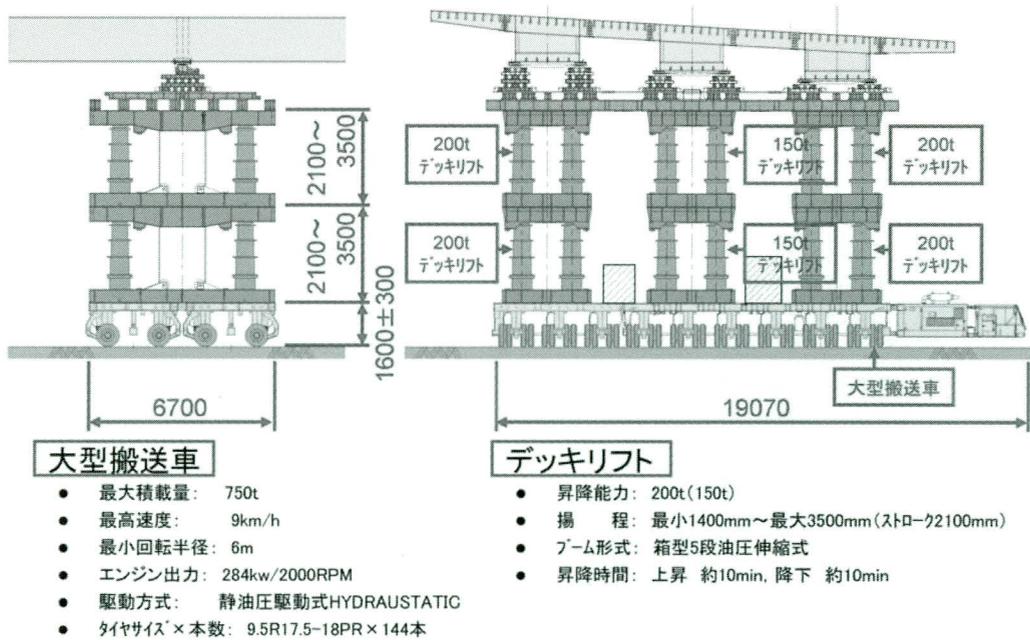


写真-11 レーザー下げ振りによるデッキリフトの傾きの計測状況



写真-13 デッキリフト操作パネル



7. 短期間立体交差化工法を活用する場合の確認ポイント

本工事での反省点を踏まえて、今回のような架設工法を行う場合の確認ポイントを記述する。

(1) 設計段階での確認事項

- ① 架設系を考慮した設計を行っているか。
- ② 落とし込み時の遊間は必要なすき間が確保されているか。架設途中段階や架設時期の気温条件が悪い場合でも問題ないか。
- ③ 落とし込み添接部は適切か。
- ④ 落とし込み添接位置の近傍に作業用マンホールを設置しているか。
- ⑤ 調整ブロックに取り付く付属物も調整できるか。
- ⑥ 架設工法による追加補強材は必要か。
- ⑦ 落とし込み時の調整方法は適切か。また、変形量と作用力の関係を把握しているか。
- ⑧ 落とし込み調整時に作用させる力に対しても安全か。

(2) 製作段階での確認事項

- ① 調整ブロック位置は適切か。落とし込みブロックの最終桁になっているか。
- ② 調整ブロックの調整代は適切か。支間長や橋脚の許容誤差分は確保されているか。
- ③ 調整ブロックの切断長が決定できるような計測を行っているか。
- ④ 現場実測時期と反映後の工場製作期間の調整ができているか。
- ⑤ 落とし込み添接部の目違いが少なくなるような製作方法を採用しているか。または後切断できるか。
- ⑥ 実測添接板の製作箇所は適切か。落とし込み添接部も実測添接板を使用することになっているか。
- ⑦ 実測添接板が製作できるような計測を行っているか。

- ⑧ 工場で落とし込み添接部の両側の断面寸法を計測し、実測結果と比較できるか。
- ⑨ 現場落とし込み作業時の幅員方向の基準となる位置に罫書きを設けているか。

(3) 架設計画及び現場作業での確認事項

- ① 架設計画は適切か。
- ② 架設用治具は適切な形状か。製作に指示する時期は適切か。
- ③ 支障物の移設、撤去は行っているか。
- ④ 規制方法、規制時間、広報活動は適切か。
- ⑤ 指示命令系統、連絡体制、連絡方法は適切か。
- ⑥ 計測方法は適切か。
- ⑦ トラブルへの対処方法は事前に想定されているか。
- ⑧ 架設工程及びトラブル時の対処方法は各作業員に周知・徹底されているか。

8. あとがき

本工事により、立体交差部の桁架設を1日で完了し、周辺道路への影響を最小限にするという所期の目的を達成することができた。

今回の立体交差化工事のように、高架橋の上空が制限される場合や作業ヤードが十分確保できない場合、また送り出し工法が難しい曲線橋の場合等でも、大型搬送車の使用が可能であれば、本工事で採用した架設方法は施工の迅速化を図る有効な方法の一つとして考えられる。

<謝辞>

本工事の施工に当たりご指導いただきました東京都建設局第四建設事務所、環八東工事事務所の関係各位に紙面を借りて、厚く御礼申し上げます。

2005.11.8 受付

F R P 合成床版を用いた床版の打換え (兎尻橋)

Replacement of RC Slabs Using FRP-RC Composite Slab (Usagijiri Bridge)

久保 圭 吾*¹ 松田 芳 昭*² 山口 雅 弘*³
 Keigo KUBO Yoshiaki MATSUDA Masahiro YAMAGUCHI

Summary

The Usagijiri Bridge, which is located in the cold, snowy area north of Akita Prefecture on National Route 282, was constructed in 1966. Accordingly, the RC slabs suffered from freezing, and salt in snow-melting agents. Furthermore, the RC slabs suffered from fatigue damages due to the increase of traffic volume and wheel loads. The work was intended to replace the damaged RC slabs while increasing the effective width from 6 m to 6.5 m, to cope with B live loads. This paper reports on the construction of FRP-RC composite slabs that were used for the first time to replace deck slabs.

キーワード：橋梁補修、床版打換え、合成床版、ガラス繊維強化プラスチック

1. はじめに

兎尻橋は、昭和41年に建設された、単純合成鉄桁（2連）であり、国道282号の秋田県北部の寒冷降雪地域に位置している（図-1）。このため本橋の床版は、融雪材による塩害や凍害および交通荷重による疲労の影響を受けかなり損傷が激しい状態にあった（写真-1）。

本工事は、この床版を打ち換えると共に、有効幅員を6mから6.5mに拡幅し、B活荷重に対応するものであり、この他に、主桁の補強、分配横桁の追加、端横桁の取り換え、支承取り替え等が行われた。なお、拡幅は、図-2の断面図に示すように、隣接した側道橋があったため、側道と反対側を拡幅することで対応している。

ここでは、本工事の内、打換えに初めて適用されたFRP合成床版の施工に関して報告する。

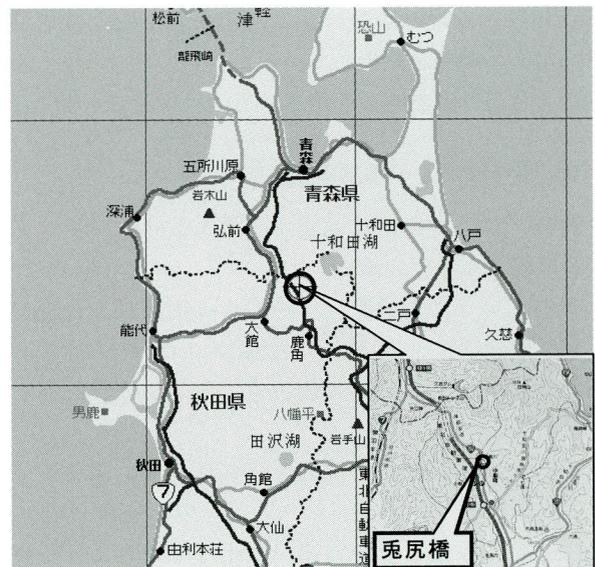


図-1 施工位置図



写真-1 工事前の状況

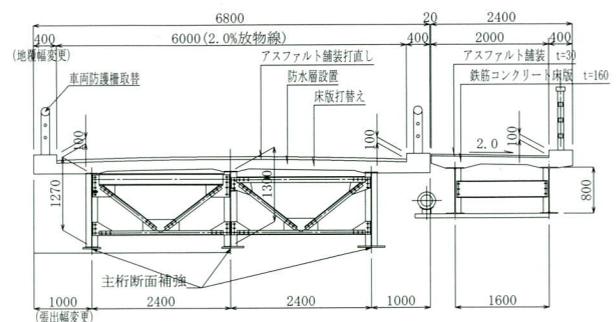


図-2 断面図

*¹生産本部設計部設計二課

*²宮地建設工業(株)建設本部工事部所長

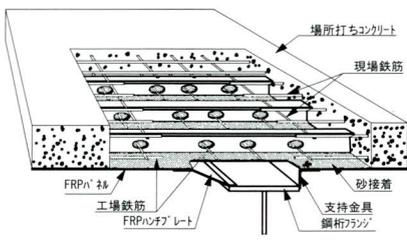
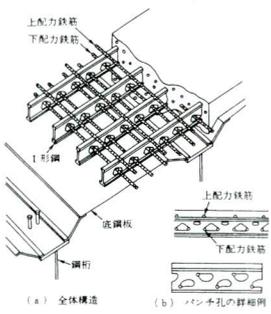
*³宮地建設工業(株)建設本部保全部技術グループ

2. 床版形式の選定

本工事の床版形式は、当初、I型鋼格子床版で計画されていた。これは、床版厚をうすくできることによる、死荷重の軽減効果を目的としたものであり、平成16年度、この死荷重により、橋脚の補強や落橋防止装置の追加などの耐震補強工事が行われていた。このため、本橋の床版を選定するにあたっては、I型鋼格子床版より、死荷重が大きくなることが条件となった。また、既

設橋の床版は、塩害、凍害の影響を大きく受けており、これらに対する抵抗性も重要になる。このため、これらの条件を満足できる床版形式として、FRP合成床版を提案した。なお、床版の選定にあたっては、I型鋼格子床版と比較し、同等以上の性能を確保する必要がある。このため、表-1に示す比較検討を行った結果、死荷重の軽減、耐久性の向上、維持管理性の向上などが図れることが確認され、本橋の床版形式として、FRP合成床版が採用された。

表-1 床版の比較

	FRP合成床版	I形鋼格子床版
構造		
構造概要	リブ付きで一体成形されたFRP材を支持工兼用の永久型枠として使用し、コンクリート硬化後はRCと合成して後死荷重・活荷重に抵抗する合成床版	I型鋼を主部材とし、これに異形棒鋼を交差配置した鋼格子骨組みとコンクリートの合成床版で、コンクリート打設用の型枠として薄い亜鉛メッキ鋼板が取り付けられている。
死荷重	4.410kN/m ² (床版厚18cm)	4.624kN/m ² (床版厚17cm)
架設重量	0.6kN/m ²	0.7kN/m ²
耐久性	移動繰り返し荷重に対して、RC床版の10倍以上	下側かぶり分を加えた厚さのRC床版と同程度
現場施工手順	①重機でパネル設置し、継目を接着剤にて接合 (リベット併用) ②継手配力筋、上側鉄筋を設置 ③コンクリート打設	①重機でパネル設置 ②底板継手パネル挿入 ③継手配力筋設置 ④コンクリート打設
支保工足場	不要	不要
維持管理	耐水性、耐食性に優れており維持管理が容易 特に、塩分に対しては、優れた耐食性を有する。	床版上面から雨水が浸入した場合、鋼板上面に錆が発生する可能性がある。そのとき、発見が困難
補修方法	コンクリートが破壊しても、FRPが健全であるため、部分的な打ち換えて対応可能。	底板が腐食した場合は、底板を撤去することで対応できるが、主部材であるI型鋼が腐食した場合、全面的に取り換える必要がある

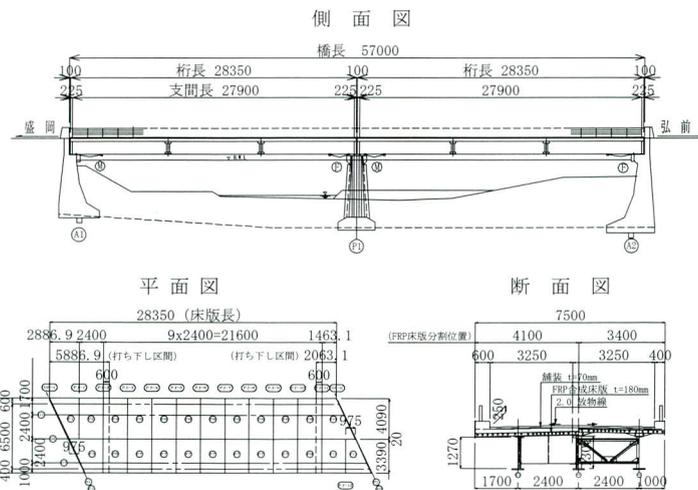


図-3 全体一般図

3. FRP合成床版の施工

(1) FRPパネルの配置

本橋は、65°の斜角を有する橋梁であった。このため、FRPパネルの配置は、FRPリブを主桁に直角する方法と、斜角に平行する方法の2通りが考えられたが、主桁上フランジのカバープレート取り付け用ボルトや、スタッドの配置などの施工性を考慮し、**図-3**の平面図に示す、主桁と直角にFRPパネルを配置した。なお、FRPパネルは、リブ直角方向が底板のみとなるため剛性が小さく、斜角の鋭角部において、コンクリート打設時の変形が大きくなることが懸念された。しかし、地覆端部にFRP製側板を設置しており、この剛性を考慮した

FEM解析により、変形を確認した。この結果、変形量は一般部と大差なく問題ないと判断した。

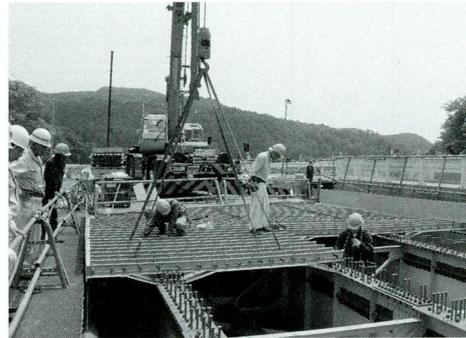
また、本橋の横断勾配は2%放物線勾配であり、FRP材は材料成形上、直線形状となることからFRPパネルは中桁上で分割する構造とした。

(2) 施工手順

FRP合成床版を打換えに適用するのは、今回が初めてであるが、既に新設橋において数橋の施工実績がある。また、今回の施工が仮橋を設置しての全面打ち換えであったため、施工手順は新設床版の場合と同様に、**写真-2**に示す手順で行った。



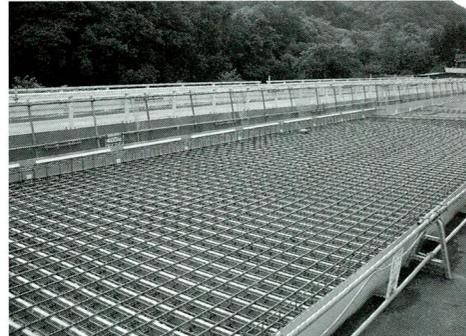
①FRPパネル



②パネルの架設



③パネル架設完了（1径間分完了時）



④上側鉄筋の配筋



⑤コンクリート打設



⑥完成（床版下面）

写真-2 施工段階毎の状況

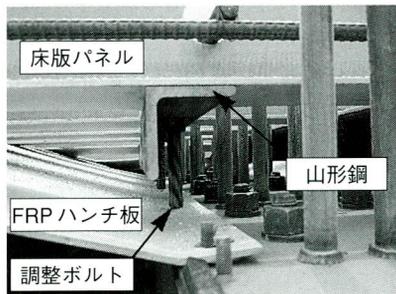


写真-3 主桁上の構造

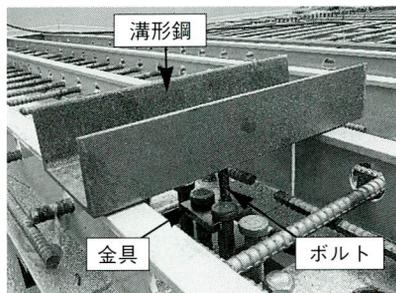


写真-4 施工時浮き上がり防止構造

表-2 床版の工程表

		平成17年(2005年)						
		4月	5月	6月	7月	8月	9月	
工場製作	FRP材料成形							
	FRPパネルの工場製作							
現場施工	FRPパネルの輸送							
	迂回路設置							
	補修補強工	床版撤去						
		主桁補強						
	床版工	FRPパネル設置						
		配筋						
		コンクリート打設						
	橋面工	地盤工						
		防水層						
		舗装工						
切り直し道路復旧工、他								

(3) 主桁上の構造

FRP合成床版では、構造の簡略化からハンチを省略した構造が採用された事例²⁾もあるが、今回は既設桁上に施工するため、高さ調整が可能な構造とする必要がある。このため、写真-3に示すように、床版パネル下面に配置した山形鋼により床版パネルを支持し、この山形鋼とFRPハンチ板の間をボルトで支持する構造とすることで、ハンチ高さの調整を可能とした。

(4) 施工時の対策

本橋は、隣接した側道の影響により、拡幅側床版の張出幅(1.7m)と、床版支間(2.4m)との比が0.7と非常に大きい上、床版パネルが中桁上で分割された構造となっていた。このため、施工時、片持ち部に載荷した場合、中桁部床版パネルが浮き上がる可能性があり、安全性を確保するため、中桁上に、写真-4に示す溝形鋼を設置

することで、浮き上がり防止とした。なお、この溝形鋼は、スタッドジベルに取り付けた金具とボルトで固定する構造とした。

また、コンクリート打設時は、この金具を取り外すため、コンクリートの打設順序は、支間部を先行し、その後片持ち部を施工する手順とした。

(5) 施工工程

表-2に、本工事の工程表を示す。FRP合成床版の現場施工期間は、I型鋼格子床版と同程度で施工可能であり、RC床版と比べ、急速施工が可能であることが確認できた。ただし、現場着手が1ヶ月程度遅れたため、床版に早強コンクリートを使用することで、養生期間の短縮を図った。

4. まとめ

FRP合成床版は、RC床版と比べ床版厚をうすくでき、さらに、他の合成床版と比べ単位体積重量が小さいため、床版自重を最軽量にすることが可能となる。このため、今回のような床版の打換え工事に適用した場合、桁や下部構造への負担を最小限にする事が可能であり、打換えに適した床版と言える。

本工事の施工を通して、FRP合成床版を打換えに適用した場合の現場施工性に問題ないことが確認できた。ただし、今回は全面通行止めによる施工であり、通常の床版打換えが、交通規制が困難で、交通を解放した状態での施工が余儀なくされることと比べ施工条件が良かったと考えられる。したがって、今後は、このような条件での施工方法についても検討していく必要がある。

最後に、本工事の計画・施工にあたり、ご指導いただいた秋田県鹿角地域振興局、並びに宮地建設・タナックスJVの方々に、感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 久保圭吾,古谷賢生, 能登宥愿: FRP合成床版の紹介,宮地技報No20, pp.23-28,2005.3.
- 2) 久保圭吾,小松原昭則, 山口真一, 若山誠, 興地正浩, 石崎茂:長支間FRP合成床版の設計と施工,土木学会第三回道路橋床版シンポジウム,pp.277-282,2003.6. 2006.1.6 受付

合成床版を横桁で支持する2主鈹桁橋の提案 — 第二東名高速道路 須津川橋（下り線） —

Proposing the 2-Main-Girder Bridge with a Composite Deck Slab Supported by Cross Beams in Consideration of Durability — Sudogawa Bridge(down line) of the 2nd Tomei Expressway —

川村 暁人*¹ 栗田 繁実*² 生駒 元*³ 永山 弘久*⁴
Akito KAWAMURA Shigemi KURITA Motoshi IKOMA Hirohisa NAGAYAMA

Summary

Targetting bridges planned to have wider widths, proposing the 2-main-girder bridge with a composite slab supported by cross beams in consideration of durability. The structural type distinguished in price. Conventionally, the cross beams were arranged in the middle or lower parts changed into the upper parts. The main girders and cross beams support the composite slab in the 2-direction as a new structural type. This is the newly developed composite Slab. Rationalizing, simplifying the structure with omitting the haunch and lower reinforcements. The paper reports proposed structural types, comparing with the other types are also reported.

キーワード：合成床版、幅員拡張、横桁上段配置、2主鈹桁橋

1. まえがき

須津川橋は中日本高速道路(株)が建設を進める静岡県内の第二東名高速道路の一部で、基本計画時は片側3車線の場所打ちPC床版2主鈹桁で計画されていた。しかしながらコスト縮減等を鑑み、片側2車線で暫定供用する方針となったため、詳細設計において将来の3車線化も考慮した幾つかの上部工構造形式を比較検討し、その中から構造的、拡張時の施工性、経済性に優れた「合成床

版を横桁で支持する2主鈹桁橋」を提案した(図-1, 2)。本形式の合成床版はロビンソン型を基本構造とし、将来の幅員拡張も考慮して主たる床版支間を橋軸方向としている。また、横桁を上段配置としハンチや下側鉄筋を省略するなど従来の合成床版に対して構造の簡素化も図っている。ここでは、本形式の構造の特徴と設計概要について報告する。

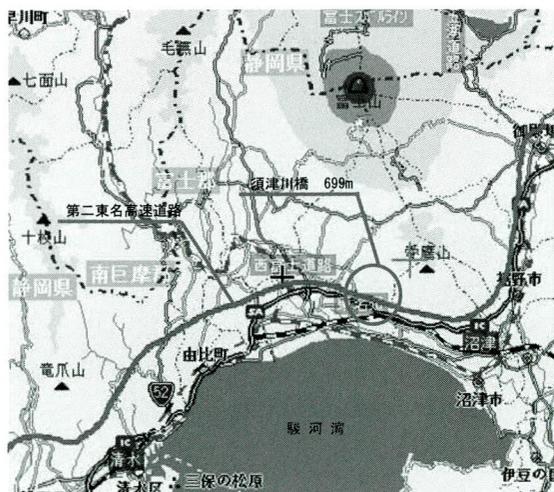


図-1 位置図

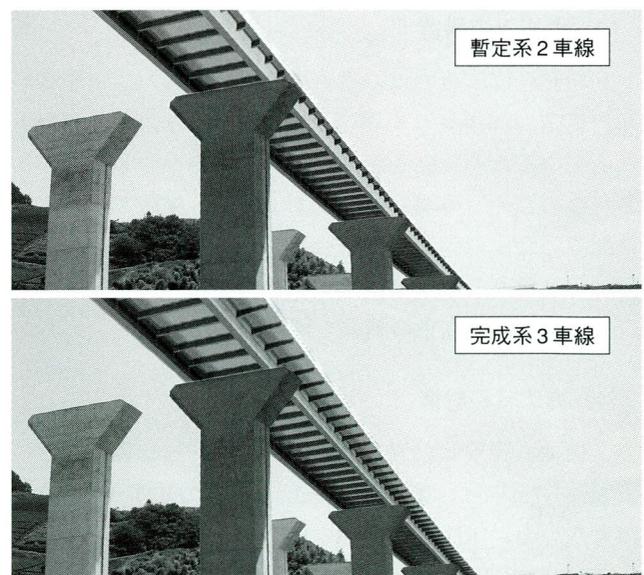


図-2 パース図

*¹生産本部設計部設計一課
*²生産本部保全部保全技術課

*³生産本部設計部設計一課課長代理
*⁴生産本部設計部次長

2. 橋梁概要

須津川橋の構造一般図を図-3に示し、設計条件を表-1, 2に示す。

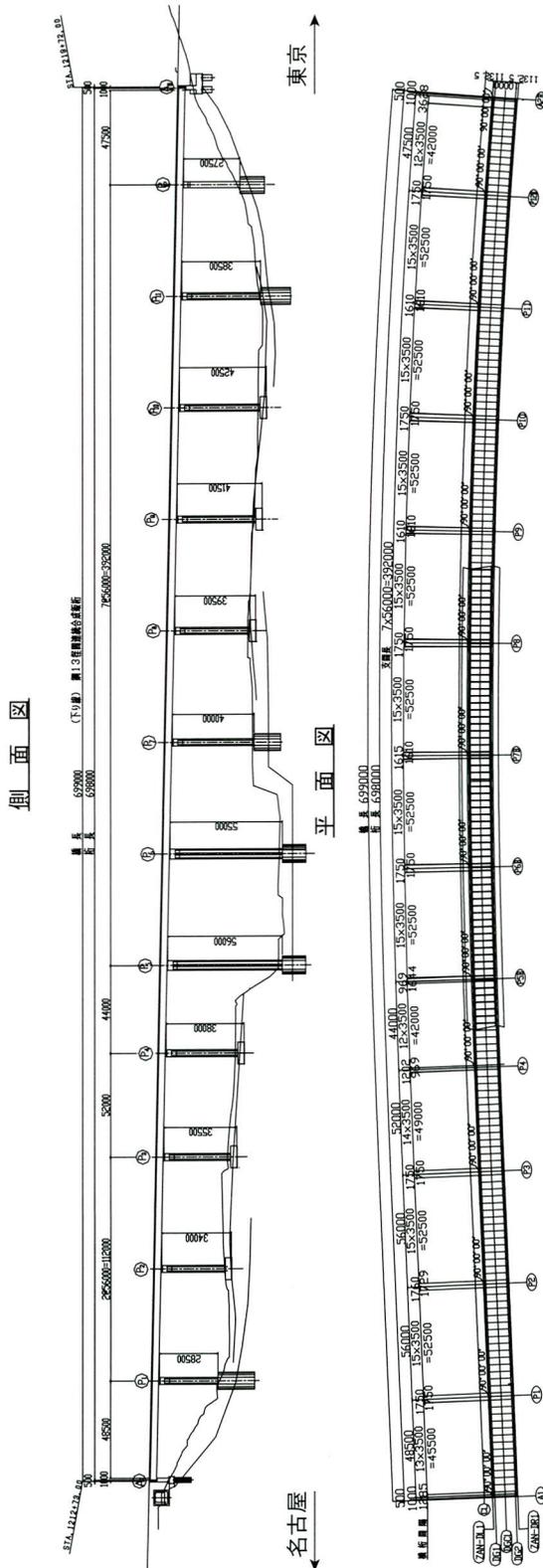


図-3 須津川橋 一般図

表-2 構造諸元

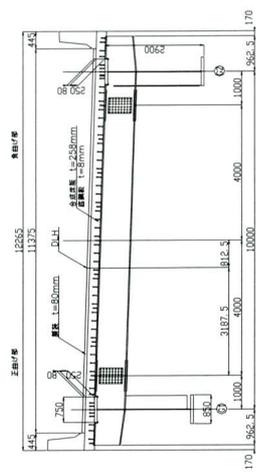
断面形状	(鉄桁) I型断面
桁高	2900mm
主桁間隔	10m
橋桁間隔	最大3.5m
張出し長	暫定系 1.1325m
床版厚	完成系 3.715 m
	258mm (底鋼板厚8mm含む)
	床版 36N/mm ²
	壁高欄 30N/mm ²
	支点上巻き立て 30N/mm ²
	下部工 30N/mm ²
	コンクリート

表-1 橋梁諸元

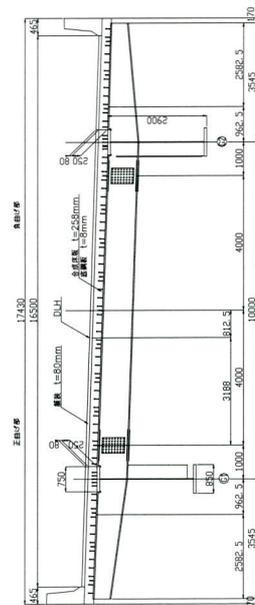
工事名	第二東名高速道路 須津川橋 (鋼上郡工) 下り線工事
工事箇所	(自) 静岡県 富士市 比奈 (STA. 1203+31.40)
	(至) 静岡県 富士市 中里 (STA. 1219+81.00)
橋長	699m
橋梁形式	鋼13径間連続合成鉄桁橋
道路規格	第1種第1級 設計規格A 設計速度120km/h
荷重	日活荷重
有効幅員	暫定系 11.375m
	完成系 16.500m
支間長	48.5+2@56.0+52.0+44.0+7@56.0+47.5
平面線形	A=1000m~R=4000m
縦断勾配	2.00% 直線勾配
横断勾配	2.608% ~ 3.00%
施工者	(株) 宮地鐵工所・瀧上工業(株) 共同企業体

断面図

暫定系



完成系



3. 構造形式の比較検討

(1) 比較検討の条件検討

以下の条件を基に、構造形式の比較検討を行った。

- ・有効幅員は、暫定系11.625m（2車線）、完成系16.500m（3車線）とする。（図-4）
- ・下部工が完成しているため、橋長、橋梁支間、支承位置等の道路線形は基本計画から変更しない。
- ・鋼桁、床版、支承は、完成系荷重を考慮して決定する。
- ・主桁は非合成として試算する。

(2) 比較対象とした構造形式

比較対象とした構造形式を表-3に示す。

①案：基本計画（場所打ちPC床版2主鉄桁（図-4））

②案，③案：暫定系PC床版

①案の基本計画で必要なPC鋼材は1S28.6ctc500mmとなる。一方、②案，③案の暫定系の張出し部のみカットした構造（図-5）では、死荷重による正曲げモーメントが卓越するため必要なPC鋼材が1S28.6ctc278mmと密になる。また、将来幅員拡幅時に必要となるPC鋼材の継手構造の耐久性が現時点で確認されていないことから、暫定系PC床版案については、張出し部を②案のPC床版で施工した場合と、③案のRC床版とし鋼製ブラケットで床版を支持する場合について検討した。

④案：RC床版+縦桁構造形式案

暫定系および完成系の床版をRC床版とし、主桁間に配置した縦桁で床版を支持する構造である。完成系の床版張り出し部は、側縦桁およびブラケットを設けて、床版を支持する構造とした（図-6）。

⑤案：合成床版を横桁で支持する構造形式案

本案は、主桁および3.5m間隔で上段配置された横桁、ブラケットで支持された合成床版を暫定系、完成系ともに使用する形式で、本工事で初めて提案する構造形式である（図-7）。合成床版はハンチや下側鉄筋を省略し簡

素化を図った構造とした。

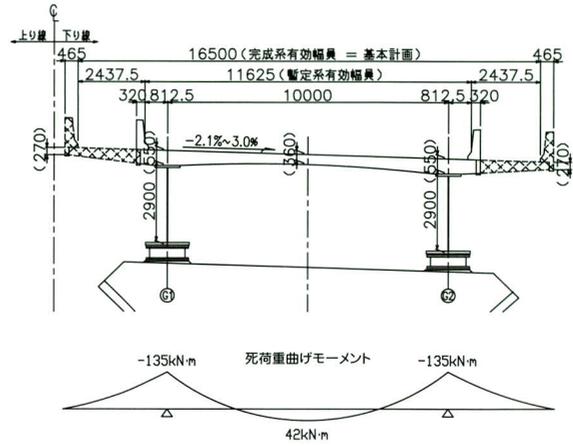


図-4 ①案 基本計画

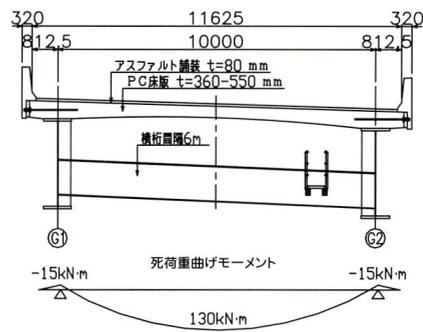


図-5 ②案、③案 暫定系PC床版案

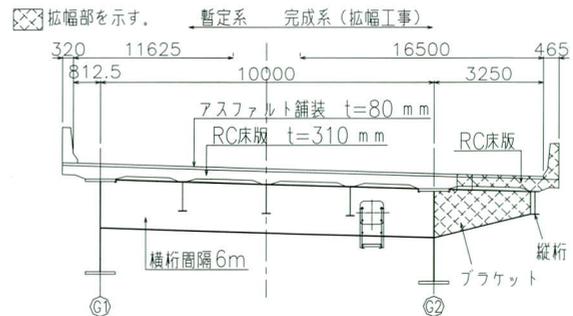


図-6 ④案 RC床版+縦桁構造形式案

表-3 比較対象構造形式

構造形式案	暫定系床版	完成系床版
①案 基本計画	—	PC床版
②案 暫定系PC床版案	PC床版	PC床版
③案	PC床版	RC床版
④案 RC床版+縦桁構造形式案	RC床版	RC床版
⑤案 床版を横桁で支持する構造形式案	合成床版	合成床版

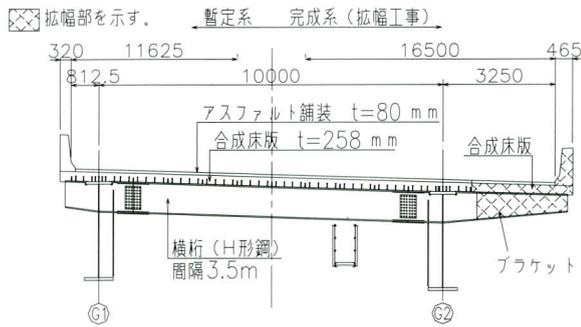


図-7 ⑤案 合成床版を横桁で支持する構造形式案

(3) 比較検討結果

1) 構造的性

②案、③案の暫定系PC床版案は、暫定系に必要なPC鋼材量が完成系の2倍程度となるため合理的ではない。また、②案のPC床版案は拡張時にPC鋼材を接続する継手構造の耐久性が確認されていないなどの問題がある。③案、④案は拡張時に現場でブラケットの仕口加工が必要となる。これに対し⑤案は、暫定系においても床版の支持桁として必要となる短いブラケットを設置しておくことで将来の仕口加工が不要となり構造に無駄がないと考えられる。また、後述するとおり⑤案の床版の設計曲げモーメントは橋軸方向が支配的となるため、橋軸直角方向への幅員拡張による床版の曲げモーメントへの影響は小さいと考えられる。

2) 拡張時の施工性

②案、③案の暫定系PC床版案、④案のRC床版+縦桁案に比べ、⑤案は底鋼板がコンクリート型枠となり、足場省略や現場工期の短縮なども可能となり施工性に優れている。また⑤案は、暫定系ブラケットが拡張ブラケットの仕口となり、最も施工性に優れている。

3) 経済性

鋼桁重量は、①、②案と比較して拡張時に側縦桁およびブラケットを必要とする③～⑤案が大きくなる(図-8)。中でも、⑤案は、横桁間隔が3.5mと密に配置されるため鋼桁重量が最大となるが、横桁で支持された合成床版を採用することで、床版厚を薄くすることができ、最大支点反力は最小となる(図-9)。⑤案は横桁を床版との合成断面として設計することで横桁にH形鋼を採用することが可能となり、大型材片数を減らすことができる(図-10)。小型材片数は、拡張時に縦桁および

ブラケットを設けるタイプの③～⑤案が多くなる(図-11)。床版単価は②、③案では、PC鋼材が密な配置となるため、基本計画と比較して割高となる。一方、⑤案で用いる合成床版は、構造の簡素化によりPC床版よりコストダウンが図れた(図-12)。暫定系時における上部工概略工事費用は、⑤案が全体死荷重(支点反力)の軽減と床版のコストダウンにより、基本計画に対して約16%有利な結果となった(図-13)。

4) まとめ

以上の構造比較検討の結果から、⑤案の「合成床版を横桁で支持する構造形式案」が暫定系および完成系でも経済的で、かつ最も施工性の良い構造形式であることがわかった。そこで須津川橋では「合成床版を横桁で支持する構造形式」を提案することにした。

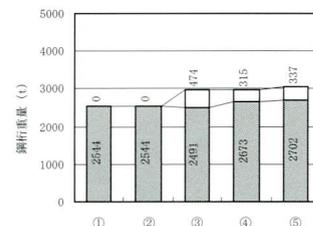


図-8 鋼桁重量比較結果

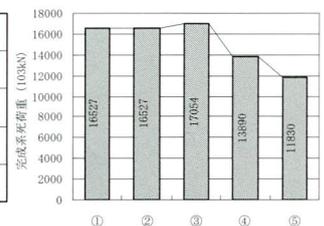


図-9 最大支点反力比較結果

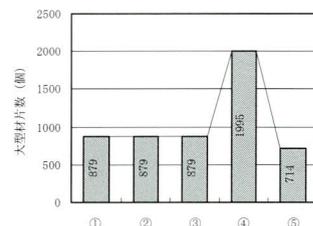


図-10 大型材片数比較結果

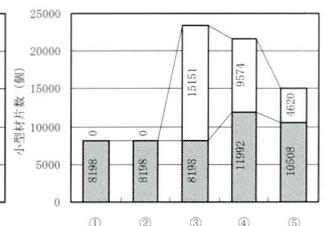


図-11 小型材片数比較結果

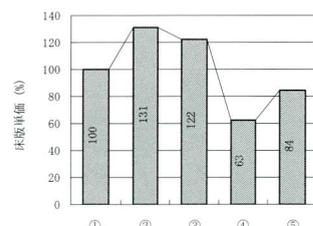


図-12 床版単価比較結果

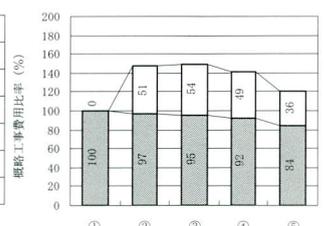


図-13 工事費用比較結果

■ 暫定系 □ 拡張工事

4. 提案する構造形式のコンセプト

須津川橋で提案する「合成床版を横桁で支持する2主鈑桁橋」のコンセプトを以下に示す。

- ① 主桁および上段配置された横桁で支持された合成床版を有し、構造的、耐久性、将来の拡幅性、経済性に優れた2主鈑桁橋。
- ② 合成床版の底鋼板を橋軸方向および橋軸直角方向の2方向に構造部材とみなし、ハンチや下側鉄筋を省略し、床版構造の合理化、簡素化を目指す。

本構造形式のイメージを図-14、15に、拡幅時の施工ステップを図-16に、拡幅工事計画概要を図-17に示す。

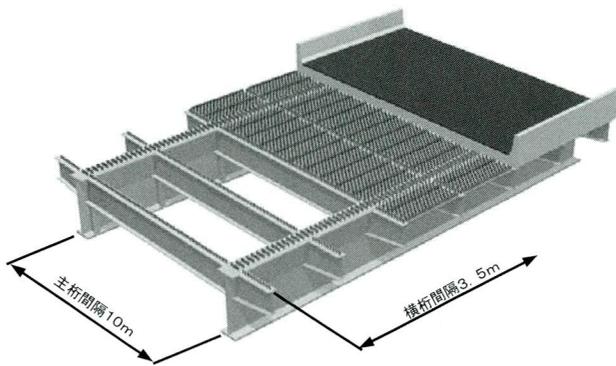


図-14 合成床版を横桁で支持する2主鈑桁橋（暫定系）

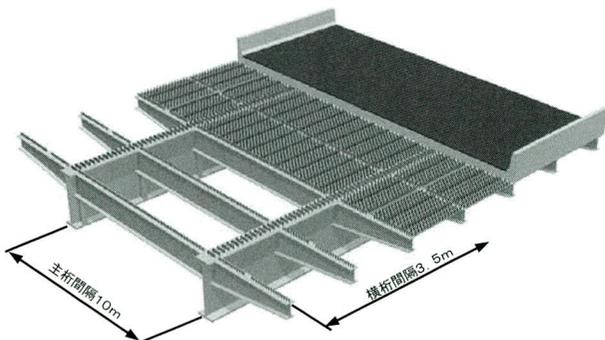


図-15 合成床版を横桁で支持する2主鈑桁橋（完成系）

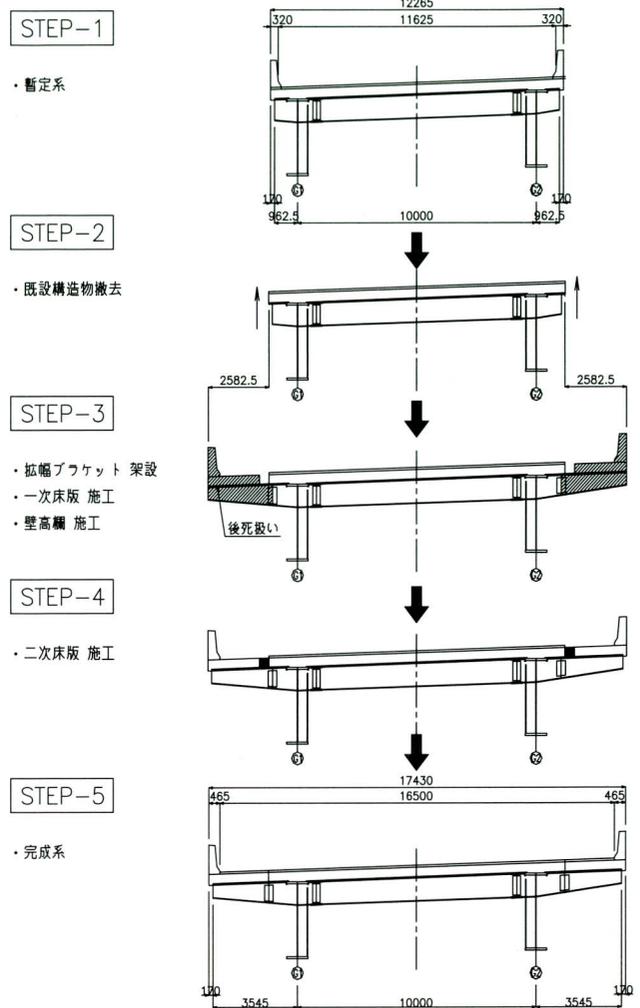


図-16 施工ステップ

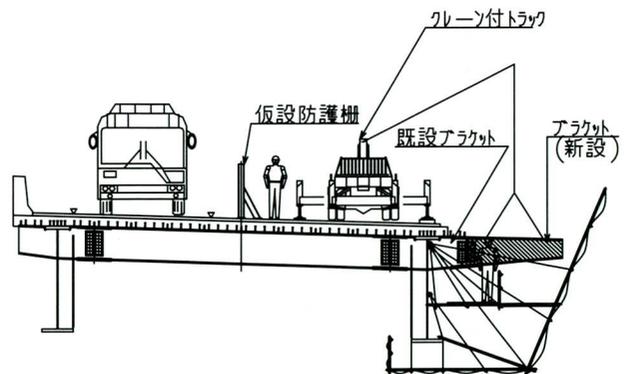


図-17 拡幅工事計画概要

5. 構造概要

(1) 構造概要

主桁間隔は基本計画と同じ10mとし、横桁間隔は合成床版の底鋼板を一枚板とすることを考慮し、輸送上の制限から最大3.5mとした。合成床版は底鋼板と床版コンクリートのずれ止めに頭付きスタッドを使用したロビンソン型合成床版を基本とし、本構造のコンセプトに適するように工夫している。図-18に横桁で支持された合成床版の構造図を示し、以下にその概要を述べる。

①床版厚

本構造形式の床版は、コンクリート厚を250mmと仮定し、その妥当性についてコンクリートの縁応力度と活荷重たわみとを検証した²⁾。具体的にFEM解析結果と制限値を比較した結果を以下の表-4に示す。コンクリートの縁応力度の制限値は、曲げ強度(=0.42×fck^{2/3}、fck³=30N/mm²)とし、活荷重たわみの制限値はL/2000とした。表-4に示すとおりFEM解析結果は制限値以下となった。

表-4 FEM結果と制限値

	FEM結果	制限値
コンクリートの縁応力度(N/mm ²)	3.74	4.06
活荷重たわみ(mm)	2.19	5.00

②底鋼板の接合方法

床版支持位置ではハンチを省略し、底鋼板は主桁および横桁上フランジに直接支持する構造を採用した。主桁上フランジとの接合方法は、厚板となる主桁上フランジへの孔明けを避けるためネジ付きスタッドボルト接合とした。また、横桁上フランジと底鋼板は、橋軸方向の構造的な連続性を確保するため、高力ボルト摩擦接合とした(図-19)。従って、床版の設計においては、橋軸方向、橋軸直角方向とも底鋼板を有効として設計するものとした。但し、橋軸直角方向の主桁上のみ底鋼板が不連続となるため、ここについてはRC床版として設計するものとした。

③底鋼板厚、ずれ止め

床版作用によるずれ止めは、底鋼板上の頭付きスタッドで抵抗し、過去の合成床版の輪荷重走行試験結果³⁾を参考に、疲労耐久性を考慮して底鋼板厚は8mm、頭付きスタッドはφ16ctc250mmとした。また横桁の桁作用によるずれ止めは、底鋼板と横桁とを止めている高力ボルトと横桁上のスタッドで抵抗するものとした(図-19)。本合成床版のスタッドの疲労強度については、鋼構造物設計指針PART B⁴⁾(以下、PART B)に準拠し50N/mm²とした。

④補剛リブ

補剛リブは、前死荷重により底鋼板に発生する板曲げ応力とたわみの低減を目的としており、その配置は1m

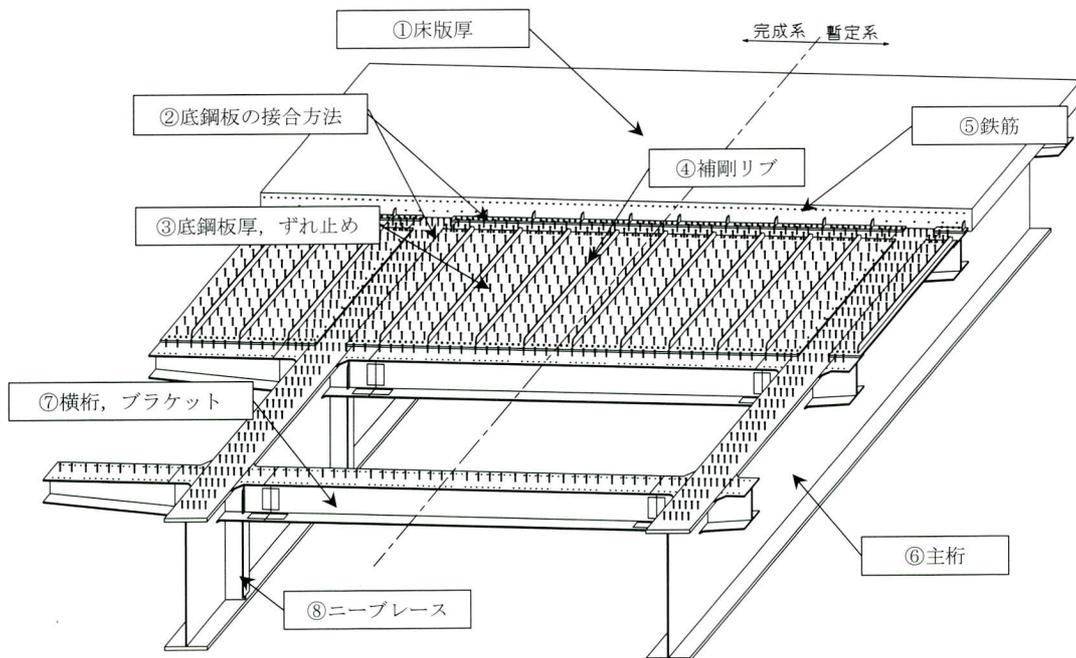
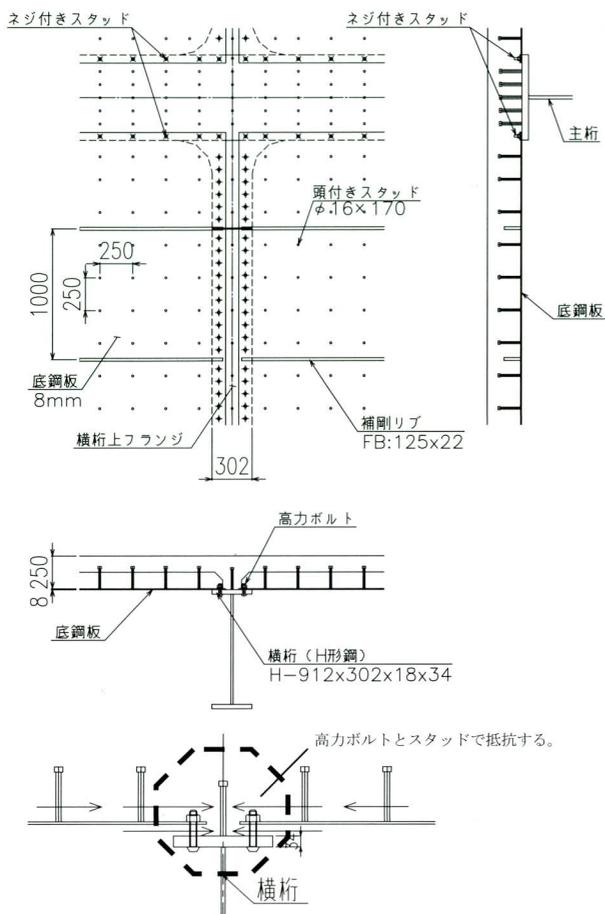


図-18 横桁で支持された合成床版の構造概要



図一十九 底鋼板と主桁・横桁上フランジの接合方法

ピッチとした。なお、補剛リブ高さは、PART Bに準拠し床版厚の1/2である125mm (FB 125×22)とした。ただし、補強リブは合成後の抵抗断面としては期待しないものとした。

⑤鉄筋

底鋼板が橋軸方向、橋軸直角方向ともに床版断面として有効に抵抗すると考えられる部位は、下側鉄筋を省略することにした。具体的には、底鋼板が不連続となる橋軸直角方向の主桁上のみ上下鉄筋を配置し、RC断面として設計する方針とした。また、本床版はその辺長比より橋軸方向が主たる床版支間となるため、床版作用は橋軸方向が支配的となる。従って、特に中間支点付近は床版作用と主桁作用の足し合わせにより橋軸方向の鉄筋量が増加するのでその設計には注意を要する。

⑥主桁

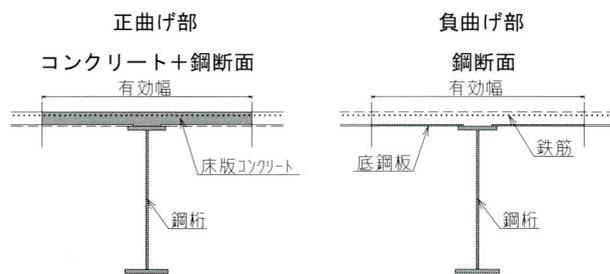
連続合成桁設計を採用した。

⑦横桁、ブラケット

横桁およびブラケットは、床版を有効とした合成断面

として設計した。横桁断面にはH型鋼 912×302×18×34を使用した。図一二十に合成桁としての抵抗断面を示す。
正曲げ部 (主桁間中央付近) ・ ・ 鋼桁+コンクリート
負曲げ部 (主桁上付近) ・ ・ 鋼桁+上側鉄筋+底鋼板

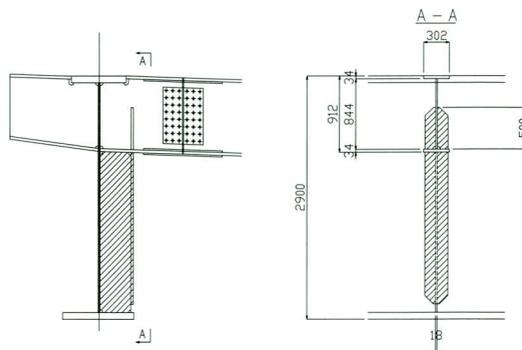
底鋼板は、有効幅内の底鋼板を全断面有効として設計した。ただし橋軸直角方向の主桁上のみ、底鋼板が不連続なため、底鋼板を抵抗断面としては考慮していない。本構造形式では、横桁が床組として機能するため、上フランジ仕口部については、二軸応力状態の照査により仕口幅を決定した。



図一二十 横桁、ブラケットの抵抗断面の考え方

⑧ニーブレース

中間支点上付近の下フランジが圧縮の範囲において、横桁を上段配置にしたことによる主桁の横倒れ座屈に抵抗できるように、格点部をニーブレース構造とした(図一二十一)。なお、ニーブレースのフランジは疲労を考慮して主桁下フランジとは溶接しないものとした。また、ニーブレースの必要剛度は鋼道路橋設計便覧に準拠して算出することとしたが、横桁間隔である3.5mを圧縮フランジの固定点間距離と仮定すると、その必要剛度がかなり大きくなるため、固定点間距離を2×3.5m=7.0mと仮定した。従って主桁下フランジの許容応力度の低減に関しては、有効座屈長を7.0mとして設計を行った。



図一二十一 ニーブレースの構造

(2) 床版の設計曲げモーメント

本合成床版は、前述したとおり主桁と横桁の4辺で支持された合成床版であるが、本構造形式の設計曲げモーメントに関する研究⁵⁾は少なく、その算出式が提案されていないのが現状である。そこで、本工事では設計曲げモーメントを3次元FEM解析によって算出した。なお、算出にあたっては、「長支間場所打ちPC床版の設計・施工マニュアル(案)日本道路公団静岡建設局」に準拠した。

1) 解析モデル

図-22に暫定系の解析モデルを示す。また、表-5に使用要素を示す。モデル化の長さは、正曲げモーメントの範囲とし横桁間を1パネルとして10パネル分の35mとした。壁高欄については荷重のみ考慮し、解析のモデル化は行っていないため、その剛性は考慮していない。

表-5 使用要素

部 材	モデル化	要素タイプ	備 考
床版(コンクリート)	○	ソリッド要素	
〃 (鉄筋)	しない	—	
〃 (底鋼板)	○	シェル要素	
主桁	○	シェル要素	
横桁	○	シェル要素	
壁高欄	しない	—	荷重のみ考慮
遮音壁	しない	—	〃

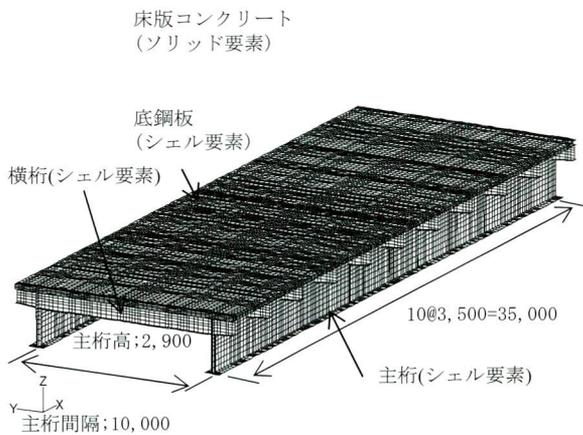


図-22 解析モデル

2) 載荷荷重

死荷重については、前死荷重は考慮せず、後死荷重(舗装、壁高欄、遮音壁荷重)より載荷するものとする。完成系については、拡幅施工時のステップに合わせ、暫定系床版に張り出し分の床版荷重を載荷させるようなステップ解析を実施し、後死荷重については、舗装、壁高

欄、遮音壁荷重を完成系に載荷することとした。

活荷重は、B活荷重のT荷重、T-25荷重、TT-43荷重を考慮した。B活荷重のT荷重については、着目位置(満載、主桁間、張出部、主桁上)に応じて載荷パターンを考慮した。橋軸方向載荷位置については、横桁上と横桁間中央に上記T荷重を載荷した。

T荷重以外の荷重載荷ケースは以下に示すとおりとした。

T-25荷重+TT-43荷重・・・衝撃を考慮する

TT-43荷重のみ・・・衝撃を考慮しない

T荷重以外の荷重載荷ケースは、設計曲げモーメント算出時の割増係数(詳細については後述する)の活荷重の載荷方法による曲げモーメント増加分(K1)を算出する際に必要となる荷重載荷ケースである。

3) 解析結果

上記FEM解析による結果に対して、以下の割増係数を考慮した値(MI)を設計曲げモーメントとする。

$$M_L = M_0 \times K$$

M_0 : FEM解析により算出された曲げモーメント

$K = (1+i) \times K1 \times K2 \times K3$: 割増係数

$i = 20/(50+L)$: 衝撃係数

L : 床版支間長

$K1$: 活荷重載荷方法による曲げモーメントの増分

$K2$: 異方性による曲げモーメント増分 (=1.0)

$K3$: 解析誤差等を考慮した安全率 (=10%)

主桁間中央断面の橋軸方向設計曲げモーメントを図-23に示す。この分布から床版が3.5m間隔で配置された横桁で弾性的に支持されていることがわかる。また、横桁の剛性が比較的小さいことから支点となる横桁上でも大きな負曲げモーメントは発生していない。ここで求めた曲げモーメントは、PART-Bの合成床版の設計曲げモーメント式では床版支間5.7mに相当し、床版支間5.7mから逆算した合成床版の床版厚は25cmとなるため、このことから本床版の床版厚が従来の合成床版相当の床版厚と同等であることが推察される。

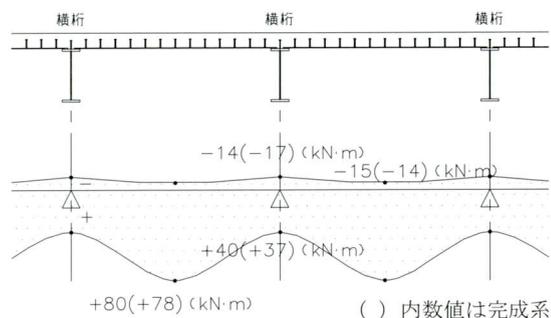
横桁間中央の橋軸直角方向設計曲げモーメントを図-24に示す。暫定系で最大曲げモーメントは47kN・mと橋軸方向曲げモーメントの最大値80kN・mと比較して半分

程度となっており、支配的な床版の支間方向が橋軸方向であることがわかる。

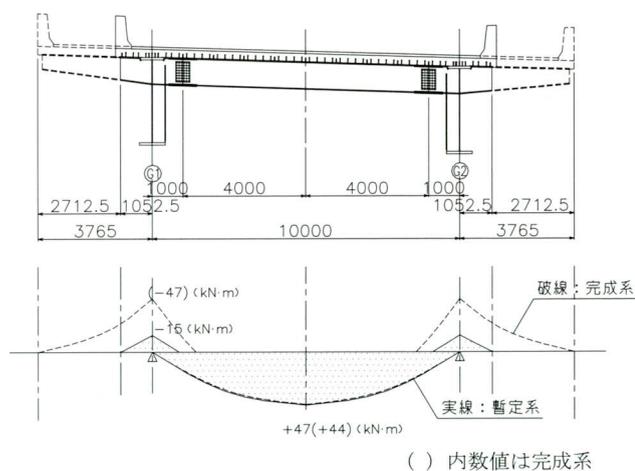
また、暫定系と完成系の比較を表一6に示すが、橋軸方向、橋軸直角方向とも設計曲げモーメントは暫定系、完成系でほとんど変化がない。このことは、本合成床版の設計曲げモーメントは主桁間隔の影響をほとんど受けないため、本形式は広幅員に適しており、将来の拡幅性にも優れていることを示している。

表一6 設計曲げモーメント (単位: kN・m)

	橋軸方向曲げモーメント		橋軸直角方向曲げモーメント	
	横桁間中央	横桁上	主桁間中央	主桁上
①暫定系	80	40	47	-15
②完成系	78	37	44	-47
②/①	0.975	0.925	0.936	3.133



図一23 橋軸直角方向曲げモーメント分布



図一24 橋軸直角方向曲げモーメント分布

6. あとがき

本論では、将来の幅員拡幅を考慮した広幅員の橋梁に適した「合成床版を横桁で支持する2主桁桁橋」の構造の特徴と設計概要について述べた。また、別途検討した結果、本構造は将来の幅員拡幅に関わらず、当初から広幅員の橋梁として計画しても経済的に従来形式と遜色のないことを試算している。

本構造の今後の課題として、

- ・構造の最適化；床版厚、横桁間隔、横桁剛性
- ・横桁を上段配置する影響
- ・疲労に着目した構造詳細の検討

などが考えられるが、これらについては引き続き検討を進め、本構造形式を確立していきたいと考えている。

謝辞：須津川橋の設計を進めるにあたり、中日本高速道路株式会社横浜支社、同富士工事事務所、高速道路技術センター「合成床版を横桁で支持する鋼橋形式に関する技術検討委員会」（委員長：松井繁之大阪大学大学院教授）のご指導を賜りました。誌面を借りてこれらの関係各位に厚く御礼を申し上げます。

<参考文献>

- 1) 高橋昭一, 高橋 章, 永山弘久, 生駒 元, 栗田繁実, 阪野崇人：将来拡幅を考慮した橋梁の構造形式検討（第二東名高速道路 須津川橋），平成17年度全国大会第60回年次学術講演会，2005.
- 2) 横山 広, 堀川都志雄：道路橋合成床版の床版厚さに関する研究，構造工学論文集 Vol.49A, 2003.3.
- 3) 松井繁之, 吉田 聡, 福田隆正, 文 兌景：鋼板・コンクリート合成床版の疲労耐久性向上に関する疲労試験，土木学会第47回年次学術講演会，平成4年9月.
- 4) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，pp.94, 平成9年版
- 5) 松井繁之, 石崎 茂：2方向支持された長支間道路橋RC床版の設計曲げモーメント式について，構造工学論文集 Vol.42A, 1996.3.

2005.11.7 受付

横桁で支持された合成床版の移動載荷疲労試験 — 第二東名高速道路 須津川橋（下り線） —

Wheel Load Fatigue Tests on Composite Slab Supported by Cross Beams — Sudogawa Bridge (down line) of the 2nd Tomei Expressway —

栗田 繁実*¹ 林 暢彦*² 生駒 元*³ 永山 弘久*⁴ 佐藤 徹*⁵
Shigemi KURITA Nobuhiko HAYASHI Motoshi IKOMA Hirohisa NAGAYAMA Toru SATO

Summary

For the Sudogawa Bridge of the 2nd Tomei Expressway, a new-type plate double-I-girder bridge is planned, in which upper cross beams and main girders support the composite slabs in two directions. This structural system is suitable for wide bridges or bridges to be widened in the future when the composite slabs are applied to a plate double-I-girder bridge having main girders at intervals of 10 m. This paper reports the results of wheel load fatigue tests which were performed to confirm the stipulated fatigue strength and determine the static behavior of the composite slab used in the system.

キーワード：合成床版、移動載荷疲労試験、疲労耐久性、2主桁橋、横桁

1. はじめに

中日本高速道路株式会社が建設を進める第二東名高速道路須津川橋下り線は、橋長699m、片側2車線、有効幅員11.625mで供用を開始する13径間連続2主桁橋である。本橋は将来、片側3車線、有効幅員16.5mに幅員を拡幅することも計画されており、構造的、耐久性、経済性、将来の拡幅施工性に着目して構造形式を比較検討した結果¹⁾、「合成床版を横桁で支持する鋼橋形式」を新たに開発し、採用することとなった。

本形式は、主桁間隔10mの鋼2主桁と3.5m間隔で上段配置された横桁で格子状に合成床版を支持する床組構造を採用している。合成床版は、底鋼板、頭付きスタッド、補剛リブからなるロビンソン型合成床版を基本とし、横桁と底鋼板を高力ボルト接合することで、ハンチや下側鉄筋を省略するなど構造の合理化、簡素化を図っている²⁾（図-1、2参照）。

本形式は、須津川橋で初めて採用される形式であり、床版の疲労耐久性を確認する必要があると考え、移動載荷疲労試験機を用いて実験的に検証することにした。さらに、本形式の静的変形挙動や応力性状を把握するため、静的載荷試験およびFEM解析を実施した。

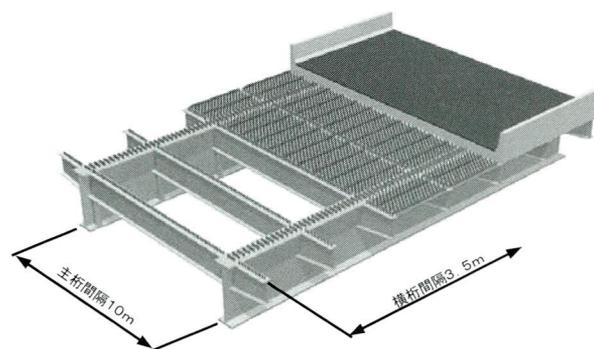


図-1 合成床版を横桁で支持する2主桁橋（暫定系）

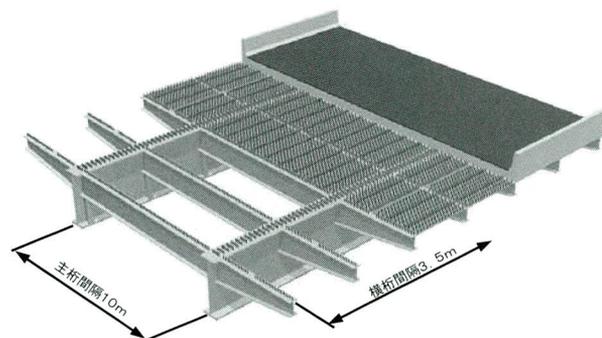


図-2 合成床版を横桁で支持する2主桁橋（完成系）

*¹生産本部保全部保全技術課

*²生産本部技術研究所技術開発課

*³生産本部設計部設計一課課長代理

*⁴生産本部設計部次長

*⁵生産本部技術研究所技術開発課長

2. 試験概要

(1) 試験目的

本試験の目的を以下に示す。

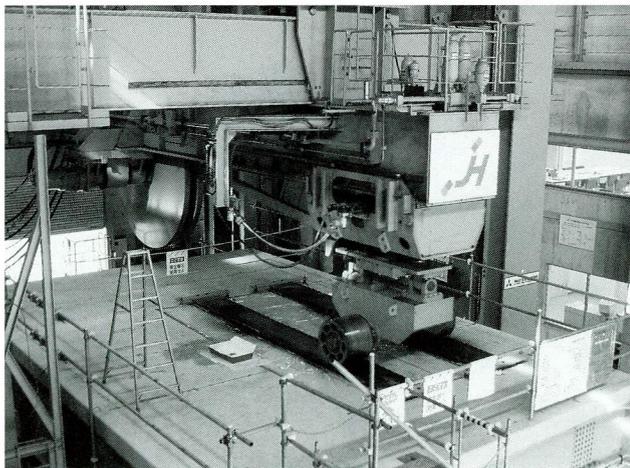
- 移動載荷疲労試験を行い、合成床版の疲労耐久性を確認する。
- 静的載荷試験を行い、合成床版の変形挙動と応力性状を把握する。
- 本床版の施工性を確認し、床版コンクリート施工時の変形挙動を把握する。

(2) 試験設備

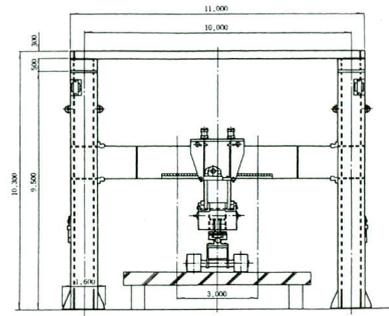
試験は、中日本高速道路株式会社が所有する移動載荷疲労試験機を使用して実施した。表一1に試験機諸元、写真一1に試験状況、図一3,4に試験機の概要を示す。

表一1 試験機諸元

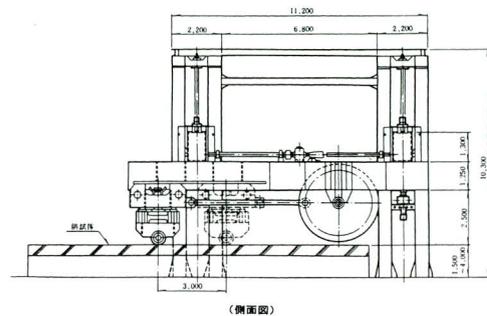
供試体最大寸法		幅7m×長さ15m
載荷点	鉛直方向	床版より1.5～4.0m
移動装置	幅走行	試験機中心より±1.5m
移動載荷最大荷重		490kN
移動載荷方式		単輪載荷 一軸載荷、二軸載荷
移動載荷ストローク		±1.5m
移動載荷速度		30 min ⁻¹
動的定点最大荷重		980kN
動的定点繰返し速度		2Hz (±15mm)
静的定点最大荷重		2,940kN
繰返し載荷波		正弦波、三角波、 可変台形波、任意波



写真一1 試験状況



図一3 試験機概要 (正面図)



図一4 試験機概要 (側面図)

(3) 試験供試体

試験供試体は、実橋の横桁間3パネルをモデル化した実物大供試体としたが、試験機の制約により主桁間隔のみ実橋の2/3スケールとした(表一2参照)。また、供試体のディテールは、橋梁支間中央部を再現した。図一5～7に供試体の一般図、配筋図、部分詳細図などの供試体概要図を示す。

床版コンクリートの設計基準強度は30N/mm²とし、試験開始時には設計基準強度が発現するように配合設計を行った(表一4)。床版コンクリートの圧縮試験および静弾性係数試験結果を表一3に示す。なお、試験期間の都合上、早強ポルトランドセメントを使用した。

供試体は、主桁をコンクリート床に設置された受台に

表一2 供試体スケール比較

	実橋	供試体	供試体/実橋
床版厚(底鋼板を含む)	258mm	258mm	1.0
横桁間隔	3,500mm	3,500mm	1.0
主桁間隔	10,000mm	6,500mm	2/3
床版辺長比	2.9	1.9	—

表一3 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(N/mm ²)
3	26.7	—
7	33.6	—
28	43.9	28.8×10 ⁴

表-4 コンクリートの配合

粗骨材の最大寸法(mm)	荷卸時の目標スランプ(cm)	水結合材比 W/(C+F) (%)	荷卸時の目標空気量(%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m ²)					
					水 W	セメント C	混和材 F	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 A
25	9 ±2.5	45.2	4.5 ±1.5	42	168	342	30	739	1029	0.744 (C+F)×0.2%
						(C+F=372)				

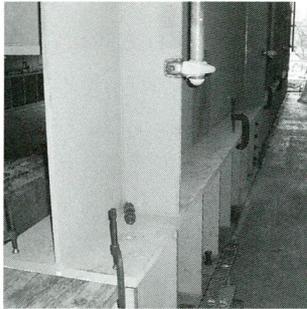


写真-2 供試体固定状況

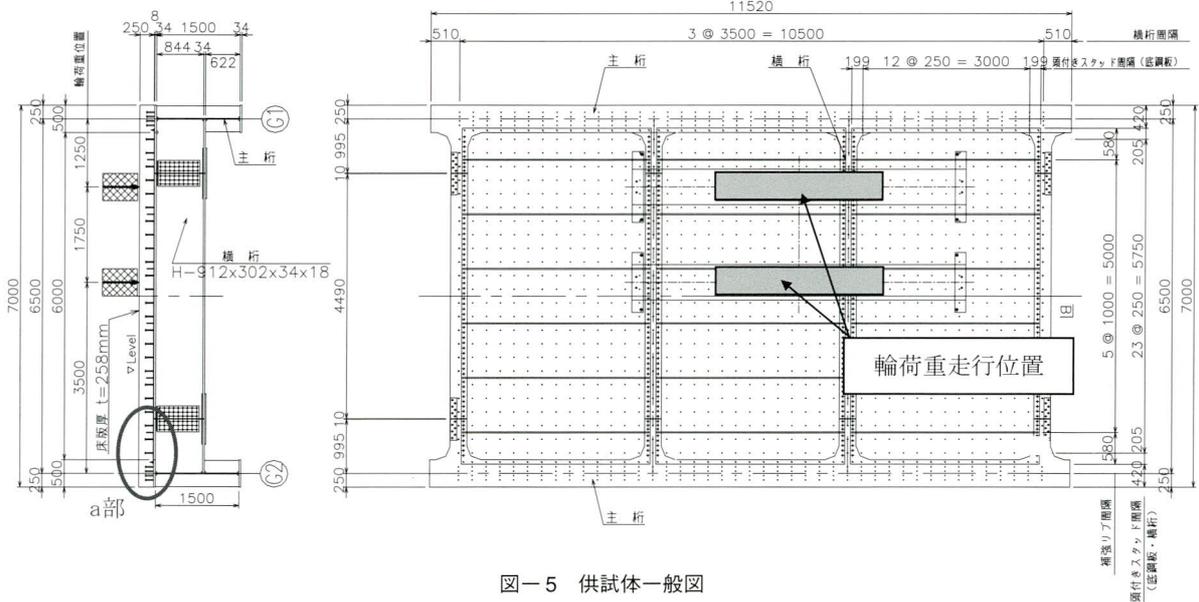
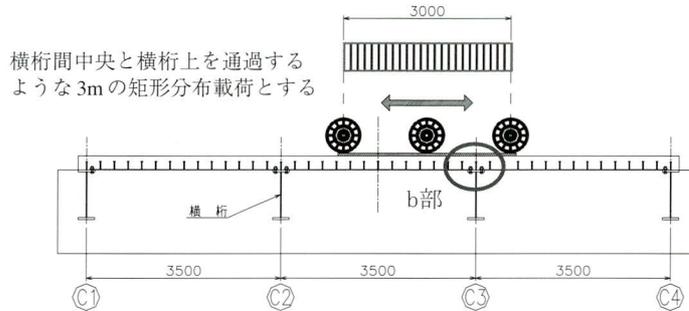


図-5 供試体一般図

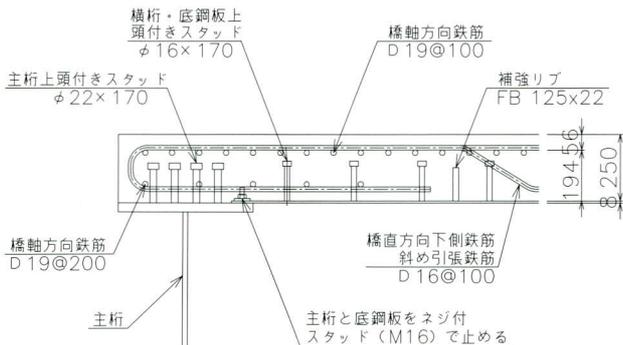


図-6 a部詳細

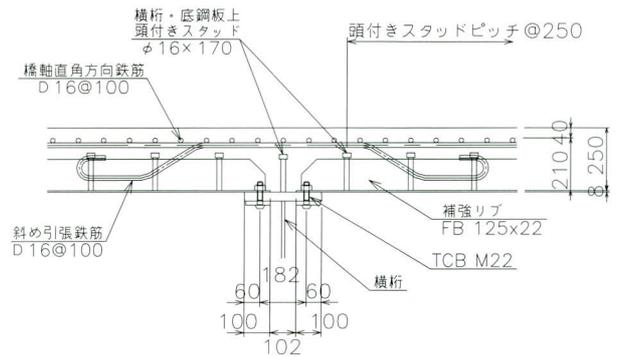


図-7 b部詳細

直接載せ、フランジ同士を約1.75m間隔でシャコマンを使用して固定した。主桁の固定状況を写真-2に示す。

先に述べたとおり、実橋で10.0mの主桁間隔を試験体

では6.5mとしたが、このことは以下の検討より、試験目的に大きな影響を及ぼさないと判断した。

主桁間隔を実橋の10.0mとした場合(図-8)と供試体の6.5mとした場合(図-9)の2ケースについて2次元FEM解析により床版の曲げモーメントを算出し、両者を比較した。

- ・解析モデル…底鋼板5パネルをモデル化、主桁と横桁は棒要素。
- ・拘束条件…主桁ラインの鉛直方向のみ拘束。
- ・載荷荷重…横桁間中央に輪荷重100kNを載荷。

図-10に橋軸方向床版曲げモーメント分布、図-11に橋軸直角方向床版曲げモーメント分布、表-5に最大曲げモーメントの比較を示すが、橋軸方向、橋軸直角方向ともに、両ケースの違いは5%程度であった。



図-8 主桁間隔10mモデル 図-9 主桁間隔6.5mモデル

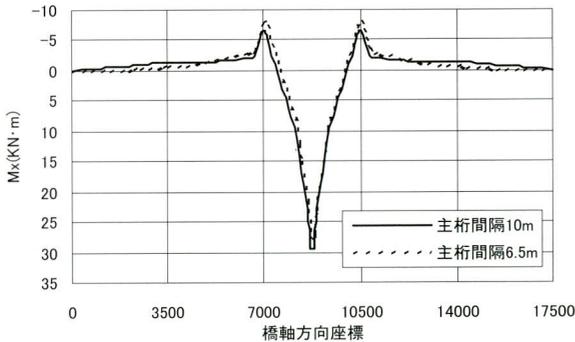


図-10 橋軸方向床版曲げモーメント

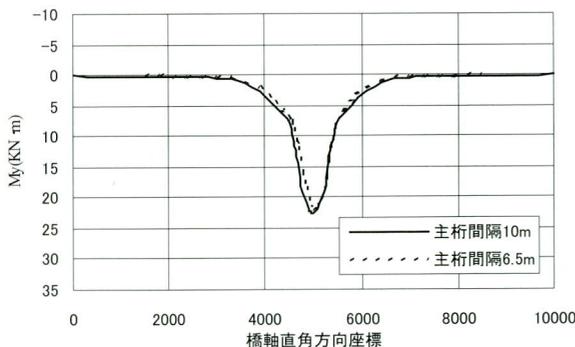


図-11 橋軸直角方向床版曲げモーメント

表-5 最大曲げモーメント比較

	橋軸方向最大曲げモーメント(kN・m)	橋軸直角方向最大曲げモーメント(kN・m)
主桁間隔 10m	29,499	22,646
主桁間隔6.5m	27,892	22,045
6.5m/10m	0.95	0.97

(4) 載荷位置と着目位置

本合成床版は橋軸方向(車両進行方向)に3.5m間隔で横桁に弾性的に支持されているため、横桁間中央と横桁上ではその挙動が大きく異なる。また、輪荷重による床版のせん断応力は、輪荷重を主桁近傍に載荷した方が大きくなると考えられる。これらより輪荷重の移動載荷範囲を以下のとおり設定した(図-5参照)。

・橋軸方向

着目点である横桁間中央(P21)と横桁上(C3)を完全に通過するような3m区間に矩形分布載荷する。

・橋軸直角方向

床版に作用するせん断応力が大きくなるように主桁近傍(L1, CL)に載荷中心を偏心させて載荷する。

また、静的載荷試験では、横桁間中央(P21)と横桁上(C3)にそれぞれ輪荷重を載荷した。

(5) 載荷パターン

移動載荷疲労試験の荷重強度およびステップは、過去に実施された長支間床版の試験実績³⁾を参考に図-12に示す階段状載荷とした。なお、試験期間の制約より最大走行回数を70万往復とした。

・STEP1: 200kN (4万往復)

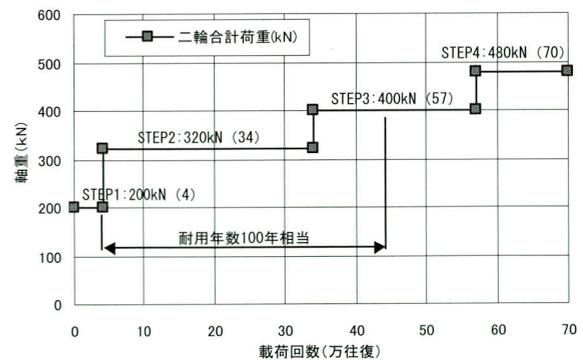


図-12 荷重載荷パターン

・STEP2: 320kN (30万往復) ←過積載相当

・STEP3: 400kN (23万往復) ←ひび割れ発生限界

・STEP4: 480kN (13万往復) ←一軸二輪の最大荷重

3. 移動載荷疲労試験結果

移動載荷疲労試験により得られた走行回数と床版たわみの関係および走行回数とひずみの関係について以下に述べる。ここで、着目する位置は、輪荷重走行位置であるL1, CL断面と横桁間中央(P21)および横桁上(C3)の交点N1～N4とする(図-13)。

(1) 走行回数とたわみの関係

着目点N1とN3、着目点N2とN4は同傾向の計測結果を示したため、それぞれ絶対値の大きいN1, N2の結果を示す。

図-14, 15は、走行回数と床版たわみ(載荷時計測値、除荷時計測値)の関係を示す。着目点N1, N2ともに走行回数が増すとともにたわみの計測値は増加している。しかし、図-16, 17に示すとおり、載荷時計測値から除荷時計測値を引いた弾性たわみは、走行回数が増しても急激な変化はなく、載荷ステップと同様に階段状となった。さらに、この弾性たわみを軸重200kNに換算した弾性たわみ(換算値)は、載荷開始から70万往復走行

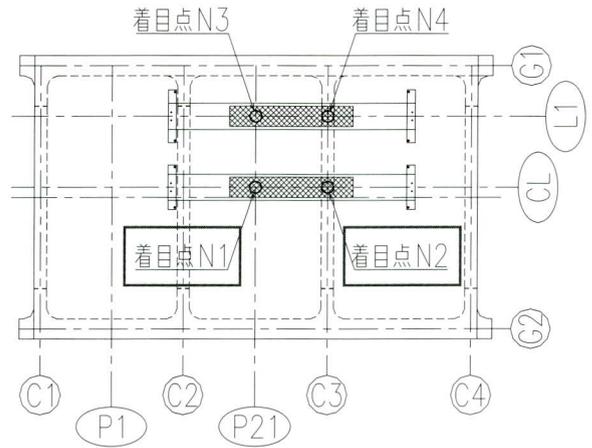


図-13 着目位置

終了に至るまでほぼ一定であることがわかった。また、着目点N1の弾性たわみ(換算値)の最大値は0.453mm、解析値は0.451mm、着目点N2の弾性たわみ(換算値)の最大値は0.280mm、解析値は0.277mmであり、解析値と弾性たわみ(換算値)は良く一致している。

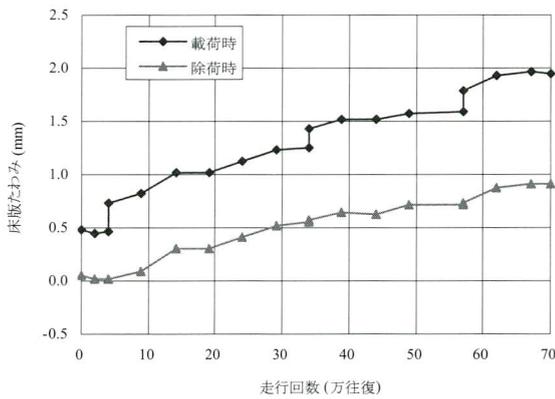


図-14 着目点N1 床版たわみ

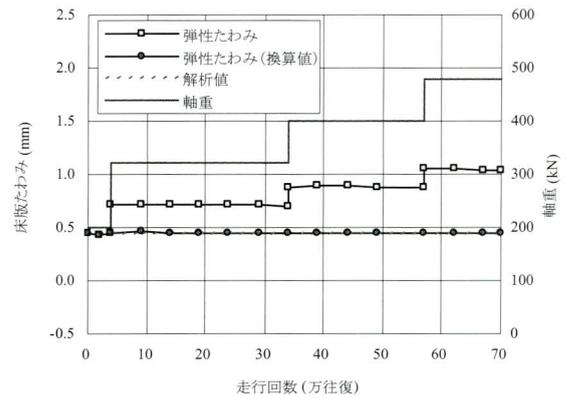


図-16 着目点N1 床版弾性たわみ

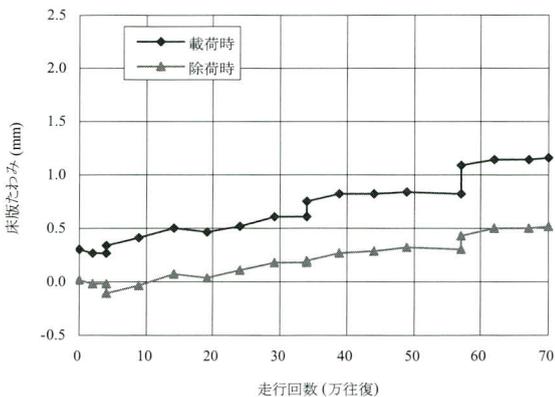


図-15 着目点N2 床版たわみ

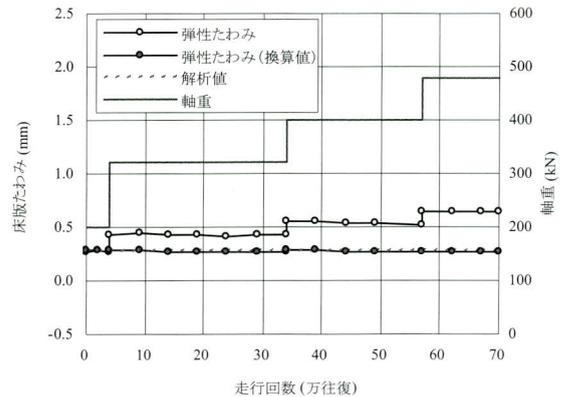


図-17 着目点N2 床版弾性たわみ

(2) 走行回数とひずみの関係

床版たわみと同様に、ひずみの計測結果も着目点N1～N4で同様な傾向を示したため、ここでは、ひずみの絶対値が最も大きい着目点N1の結果を図-19～22に示す。図-19, 20は橋軸方向ひずみ、図-21, 22は橋軸直角方向ひずみを示す。また、図-19, 21は床版コンクリート上面の計測結果、図-20, 22は底鋼板下面の計測結果を示す。なお、ひずみゲージ貼付位置を図-18に示す。

図-19, 21に示すとおり、床版コンクリート上面の除

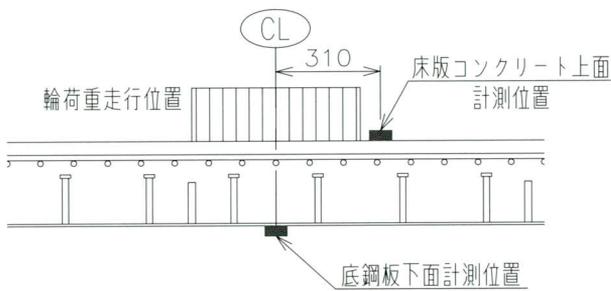


図-18 計測位置

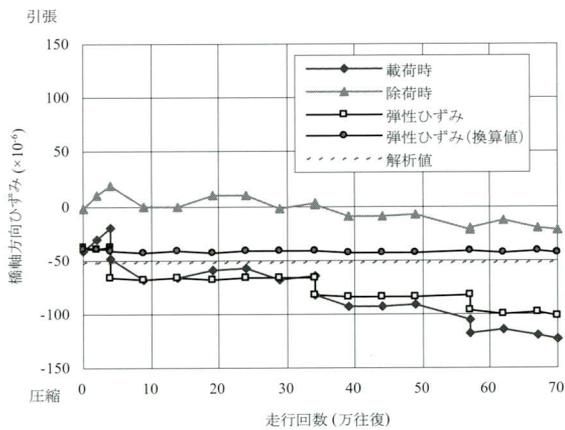


図-19 橋軸方向 コンクリート上面ひずみ

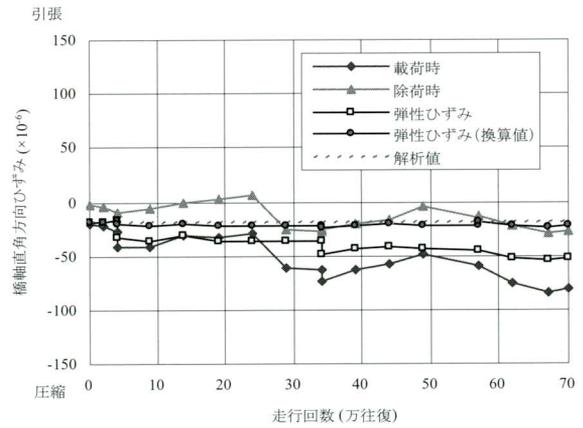


図-21 橋軸直角方向 コンクリート上面ひずみ

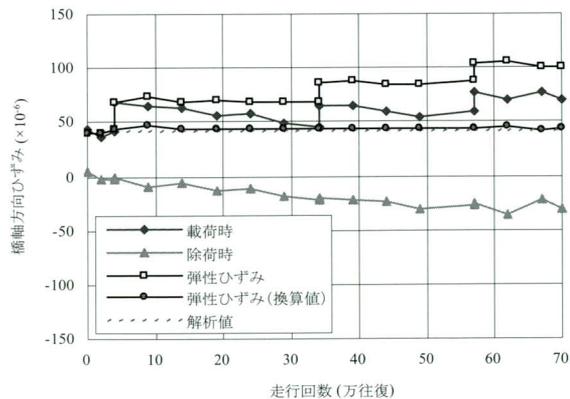


図-20 橋軸方向 底鋼板下面ひずみ

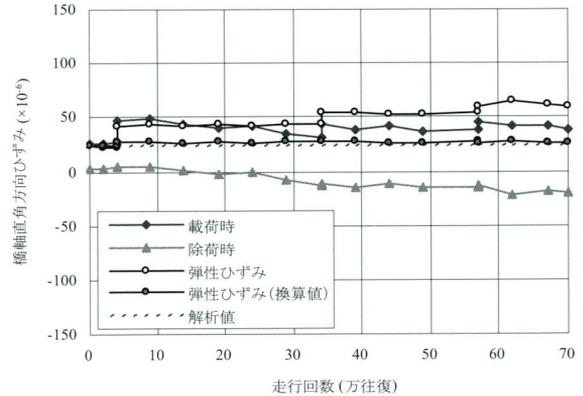


図-22 橋軸直角方向 底鋼板下面ひずみ

荷時のひずみは、圧縮ひずみが徐々に増加している。一方、底鋼板下面の除荷時ひずみも、図-20, 22に示すとおり走行回数が増すとともに圧縮ひずみが増加している。これは、コンクリート打込み時に引張となった底鋼板に輪荷重が載荷され、スタッド間にわずかな剥離等が生じることにより引張応力が開放され、圧縮ひずみが増加しているとも考えられる。

しかし、弾性たわみと同様、載荷時計測値から除荷時計測値を引いた弾性ひずみは、走行回数が増加しても急激な変化はなく、載荷ステップと同様に階段状となる。さらに、この弾性たわみを軸重200kNに換算した弾性ひずみ(換算値)は、載荷開始から70万往復走行終了に至るまでほぼ一定であった。また、弾性ひずみ(換算値)と解析値は概ね一致している。

(3) ひび割れ観察および内部観察結果

移動載荷疲労試験中および試験終了後に適宜床版コンクリート表面のひび割れ観察を行ったが、目視で確認できるひび割れは観察されなかった。

また、試験終了後、床版内部のひび割れや鋼製パネルの変状を確認する目的で、着目断面である輪荷重走行位置（L1, CL）外縁と横桁間中央（P21）および横桁上（C3）に沿って供試体を切断して内部観察を行った（図-23参照）。

切断面を目視で観察した結果、移動載荷疲労試験により発生したと考えられるひび割れは確認されなかった（写真-3～7）。また、内部観察用供試体のコンクリートをはつりとり、鋼製パネルを目視で確認したが、底鋼板、頭付きスタッド、補剛リブにも全く変状は確認されなかった（写真-8）。

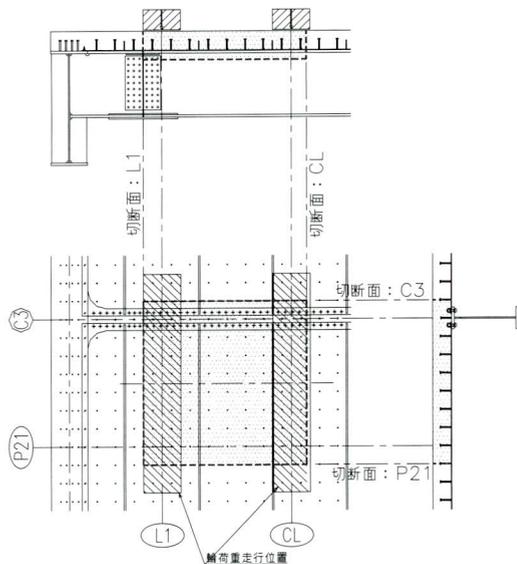


図-23 供試体切断位置

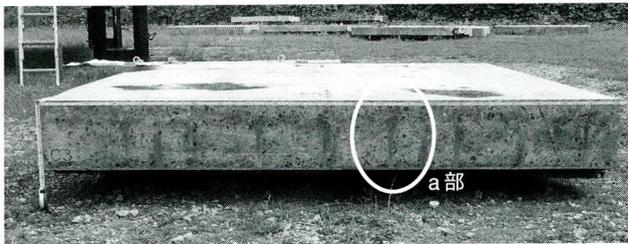


写真-3 C3切断面



写真-4 P21切断面

ひび割れ無し

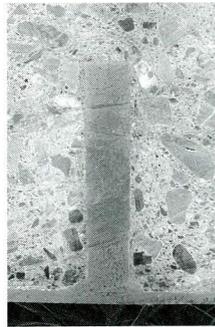


写真-5 a部詳細

補剛リブ、頭付きスタッド、鉄筋などの周辺部の変状無し

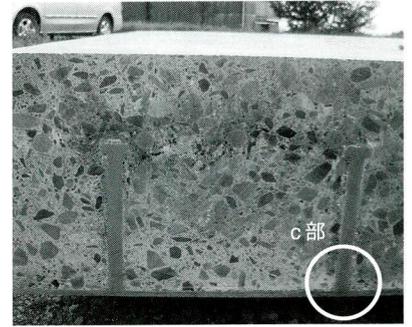


写真-6 b部詳細

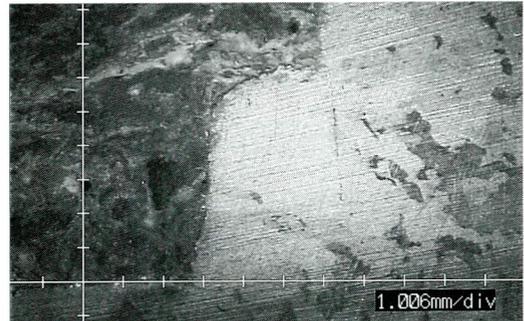


写真-7 c部詳細（マイクロSCOOPによる拡大）



写真-8 試験終了後の鋼製パネル

(4) 移動載荷疲労試験結果のまとめ

移動載荷疲労試験結果は以下のとおりであった。

- ① 鉛直変位、各部のひずみは、走行開始から70万往復走行終了まで徐々に増加していくが、急激な変化は生じず、弾性たわみ（換算値）および弾性ひずみ（換算値）はほぼ一定であった。
 - ② 移動載荷疲労試験中および70万往復走行終了後、目視で確認できるひび割れは、床版表面、床版切断面には確認されなかった。また、スタッドやリブ回りのコンクリートも健全な状態であった。
 - ③ 試験終了後、鋼製パネル（補剛リブ、底鋼板、頭付きスタッド）には全く変状はみられなかった。
- 以上より、本合成床版は、走行回数が増加しても剛性がほとんど低下することなく、十分な耐久性を有していると考えられる。

4. 静的載荷試験および解析結果

(1) 静的載荷試験の目的

本合成床版の変形挙動と応力性状を把握することを目的として静的載荷試験を実施した。また、3次元FEM解析を実施し、計測値との比較を行った。解析は汎用有限要素法プログラム「MSC.visualNastran for Windows（日本エムエスシー株式会社）」を使用した。

(2) 解析モデル

a) 要素の構成

表-6に示す要素を使用して、供試体のモデル化を行った。図-24に解析モデルを示す。

表-6 要素の構成

供試体	要素
コンクリート, 補剛リブ	8 節点ソリッド要素
主桁, 横桁, 底鋼板	4 節点シェル要素
頭付きスタッド	コンクリートと底鋼板の節点を共有することでモデル化
鉄筋	モデル化せず

b) 材料特性

解析に使用した各部材の材料定数、諸元を表-7, 8に示す。コンクリートの静弾性係数は材料試験の結果を、床版厚は計測値を使用した。()内はそれぞれ、静弾性係数の公称値、床版厚の設計値を示す。

表-7 材料定数

	静弾性係数 (N/mm ²)	ポアソン比
コンクリート	2.88×10 ⁴ (2.8×10 ⁴)	1/6
鋼	2.0×10 ⁵	0.3

表-8 材料諸元

床版厚	267mm (258mm) ※底鋼板を含む
主桁	WEB: 18mm, FLG: 34mm
横桁	WEB: 18mm, FLG: 34mm
鋼製パネル	底鋼板: 8mm, 補剛リブ: 22mm

c) 拘束条件

主桁下フランジの節点の全自由度を拘束した。

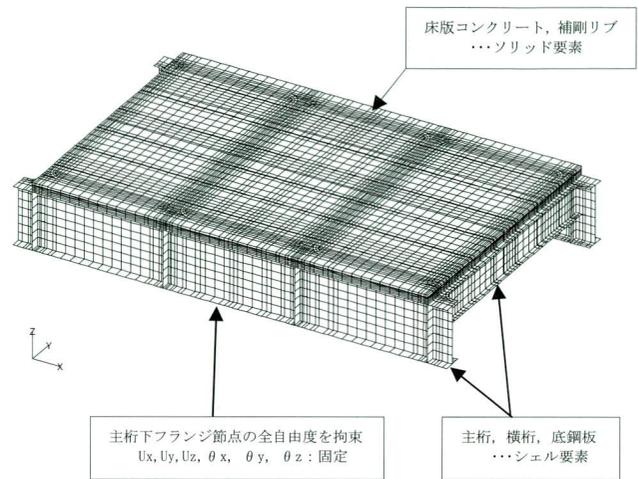


図-24 解析モデル

d) 荷重載荷位置

載荷は、以下の3ケースとした。

CASE0: コンクリート打込み時

CASE1: 横桁間中央 (P21) 載荷

CASE2: 横桁上 (C3) 載荷

CASE0は、図-24の解析モデルから床版コンクリートを除く鋼部材 (主桁、横桁、底鋼板、補剛リブ) モデルにコンクリート荷重 (5.53N/mm²) を分布荷重として載荷した。

CASE1, 2は、輪荷重 (1輪あたり100kN) を横桁間中央、横桁上に静的に載荷した (図-25~27)。

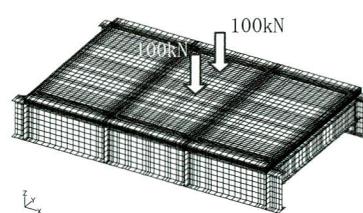


図-25 横桁間中央載荷

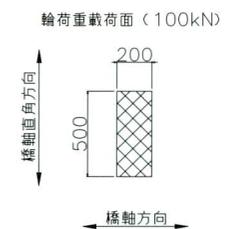


図-27 輪荷重載荷面

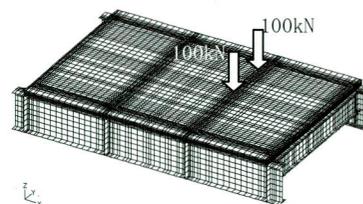


図-26 横桁上載荷

(3) 解析結果および試験結果との比較

静的荷重試験結果は、移動荷重疲労試験で走行回数4万往復程度まで残留たわみがほとんど生じていないことから、走行回数1000回時の計測値を使用する。

a) 荷重と床版たわみ、ひずみの関係

着目点N1における静的荷重試験の荷重と床版たわみの関係を図-28に、コンクリート上面の橋軸方向ひず

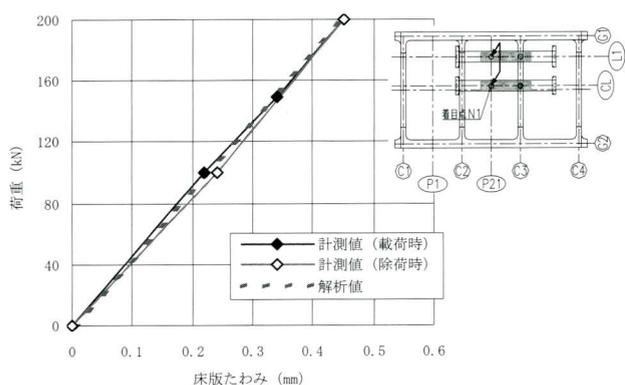


図-28 着目点N1 荷重と床版たわみの関係

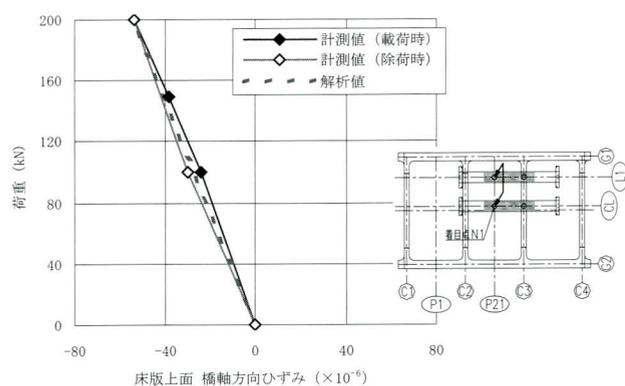


図-29 着目点N1 荷重とコンクリート上面橋軸方向ひずみの関係

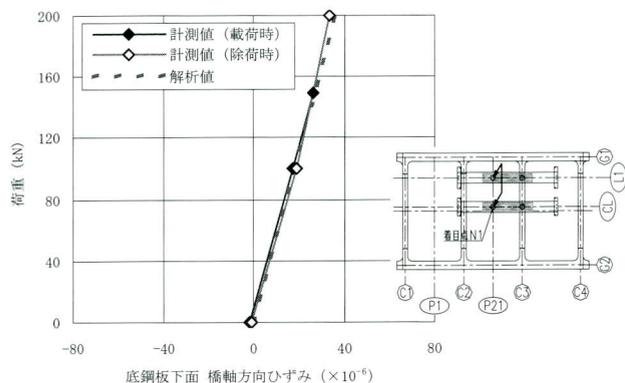


図-30 着目点N1 荷重と底鋼板下面橋軸方向ひずみの関係

みを図-29に、底鋼板下面の橋軸方向ひずみを図-30に示す。

床版たわみおよびひずみの計測値は荷重時、除荷時ともにほぼ線形的な挙動を示しており、計測値と解析値はよく一致している。

b) 床版のたわみ分布

横桁間中央 (P21) に軸重200kNを載荷した場合のP21断面およびCL断面の床版たわみ分布を図-31, 32に示す。P21断面、CL断面ともに計測値と解析値はよく一致している。

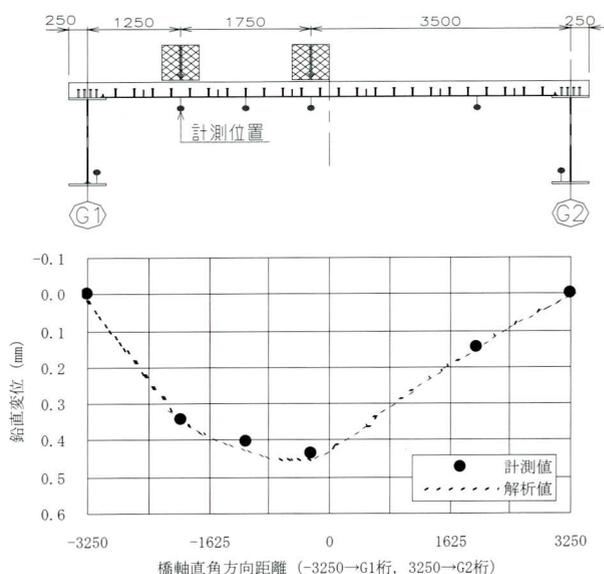


図-31 P21断面床版たわみ分布 横桁間中央載荷

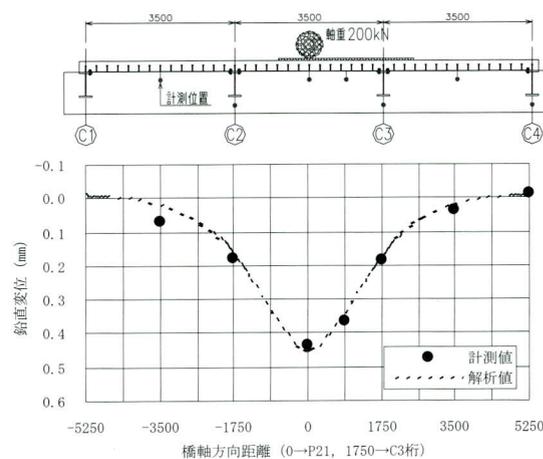


図-32 CL断面床版たわみ分布 横桁間中央載荷

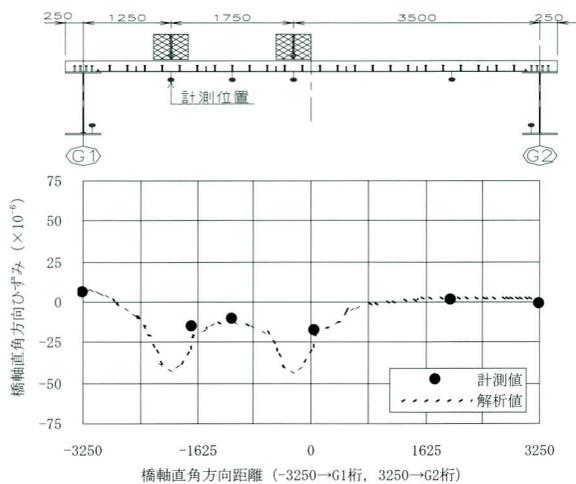


図-33 コンクリート上面橋軸直角方向ひずみ (P21断面)

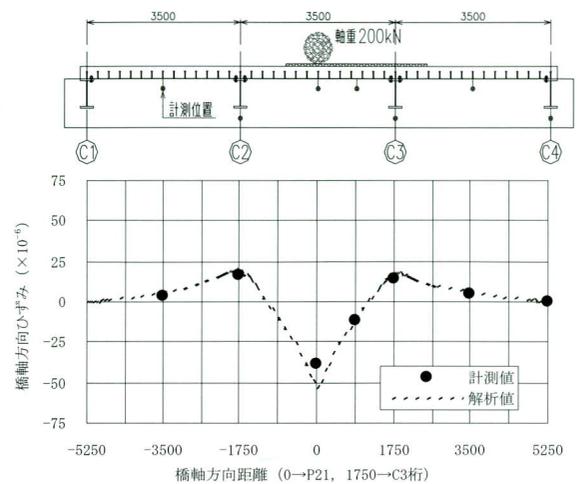


図-36 コンクリート上面橋軸方向ひずみ (CL断面)

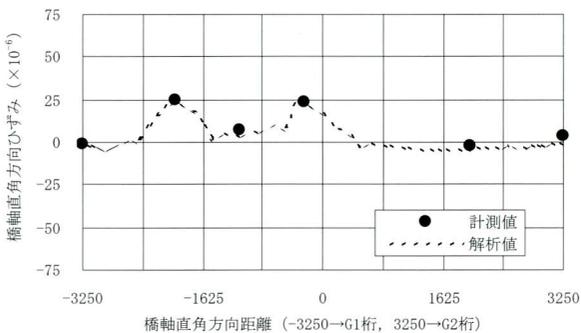


図-34 底鋼板下面橋軸直角方向ひずみ (P21断面)

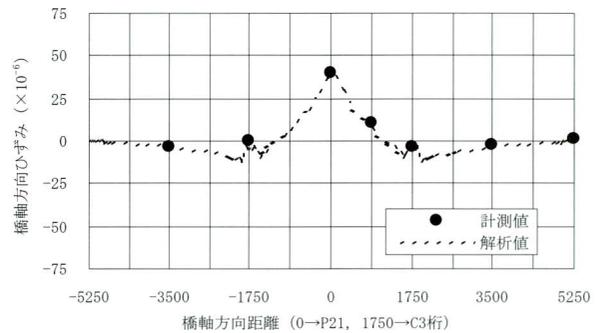


図-37 底鋼板下面橋軸方向ひずみ (CL断面)

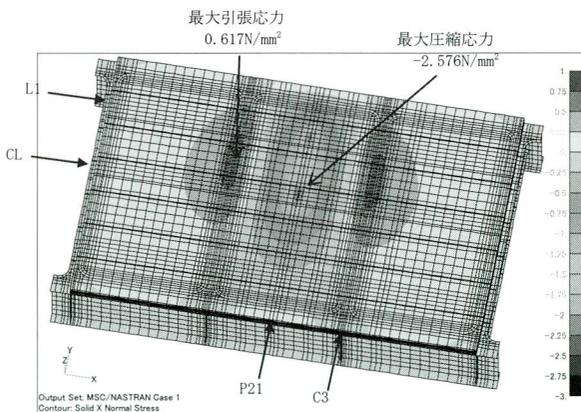


図-35 床版コンクリート上面 橋軸方向応力コンター図

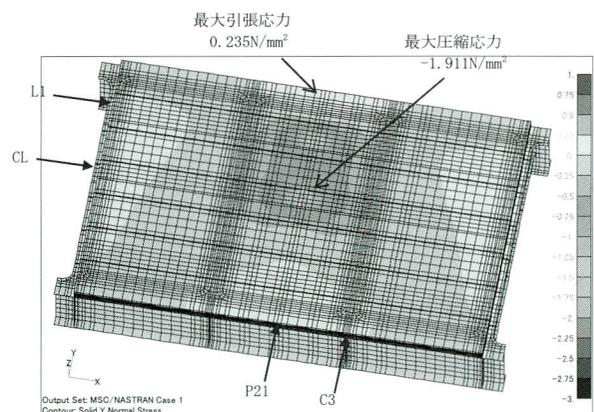


図-38 床版コンクリート上面 橋軸直角方向応力コンター図

c) 床版のひずみ分布

図-33, 34にP21断面における橋軸直角方向ひずみ分布、図-36, 37にCL断面における橋軸方向ひずみ分布を示す。図-33, 36は床版コンクリート上面、図-34, 37は底鋼板下面の計測結果である。なお、荷重は横桁間中央 (P21) に軸重200kNを載荷した。

床版コンクリート上面および底鋼板下面のひずみ分布は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに計測値と解析値は良く一致している。

参考として、図-35に床版コンクリート上面の橋軸方向応力コンター図、図-38に床版コンクリート上面の橋軸直角方向応力コンター図を示す。

d) 横桁断面内のひずみ分布

C3横桁のCL断面およびCL断面とL1断面の中間点における橋軸直角方向（横桁方向）断面内ひずみ分布をそれぞれ図-40, 41に示す。ここで、図中の梁理論とは、主桁間隔を単純梁として算出した曲げモーメントに対するひずみである。有効断面を横桁+コンクリートとして算出した結果を梁理論①、有効断面を横桁+コンクリート+底鋼板として算出した結果を梁理論②とした。

図-40, 41 何れも計測値と解析値はよく一致している。図-40では、床版コンクリート部のひずみ分布が非線形となっているが、これは、輪荷重による支圧応力の影響を受けている結果と考えられ、この傾向も解析とよく一致している。一方、図-41は、輪荷重の支圧応力の影響が小さいためひずみ分布はほぼ直線的な分布と

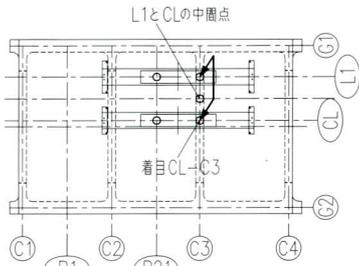


図-39 横桁断面着目位置図

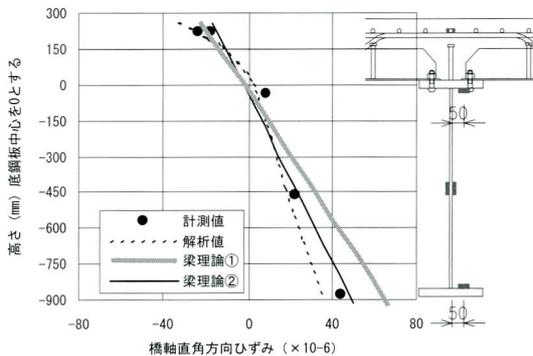


図-40 CL断面 橋軸直角方向ひずみ分布

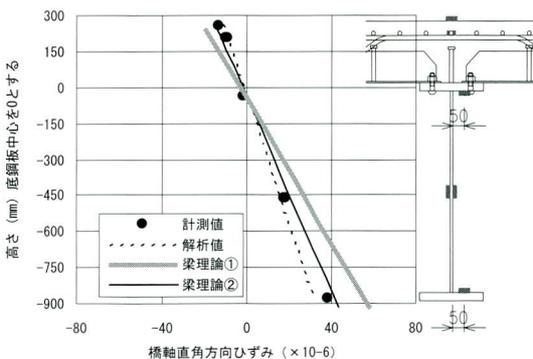


図-41 CL, L1中間断面 橋軸直角方向ひずみ分布

なっている。また、底鋼板を有効とした梁理論②の方が計測値に近い傾向を示している。

(4) 静的載荷試験結果のまとめ

静的載荷試験およびFEM解析結果より以下の結果が得られた。

- ① 静的載荷試験で計測された床版たわみは、解析値と非常によく一致している。
- ② 床版上面、底鋼板のひずみおよびその分布は、橋軸方向、橋軸直角方向ともに計測値と解析値は良く一致している。
- ③ 床版および横桁断面内のひずみ分布も計測値と解析値はよく一致している。また、底鋼板は横桁との合成断面として有効に機能している。

以上より、本合成床版は、FEM解析によりその静的挙動やひずみ特性を把握できることがわかった。

5. 供試体の施工状況および施工時の挙動

(1) コンクリートの施工性

本合成床版は、横桁と底鋼板を高力ボルトで接合し、ハンチや下側鉄筋を省略している。このため、床版コンクリートの施工性は写真-9に示すとおり非常に良好であった。

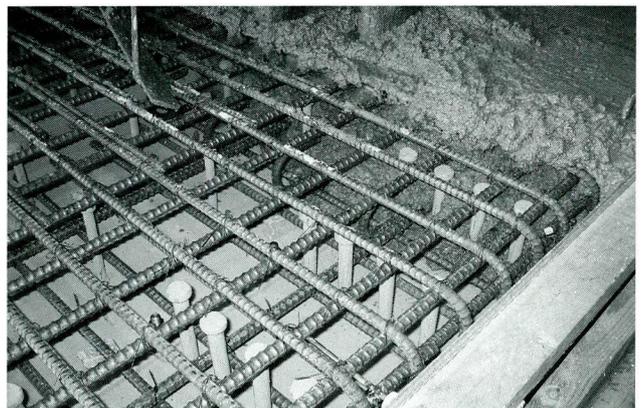


写真-9 コンクリート打込み状況

(2) 床版コンクリート施工時の変形挙動

コンクリート打設時の鋼製パネルの変形挙動について計測を行った結果を以下に示す。図-42は解析結果、図-43はP21断面の鉛直変位分布、図-44はCL断面の鉛直変位分布を示す。いずれも計測値が解析値より若

干大きいが、全体的な分布は概ね一致している。

また、計測値の最大鉛直変位は4.522mmであり、鉛直変位/横桁間隔は1/778と小さいため、鋼製パネルの製作においては製作キャンバーを考慮する必要がないと判断される。

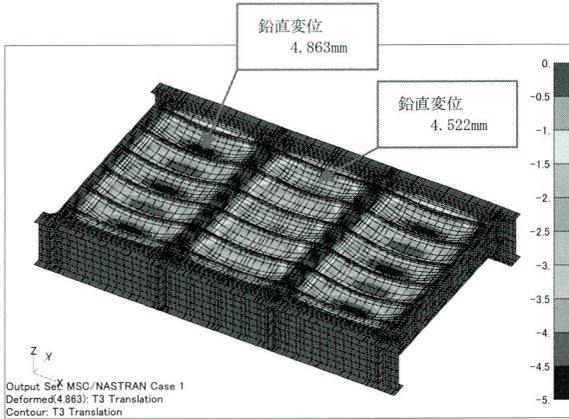


図-42 鉛直変位（コンター図、鳥瞰図）

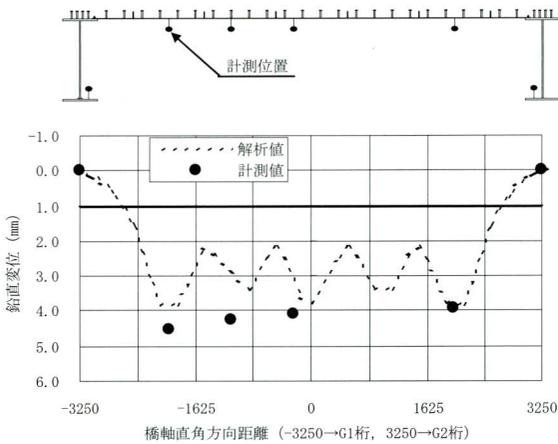


図-43 コンクリート自重によるP21断面鉛直変位

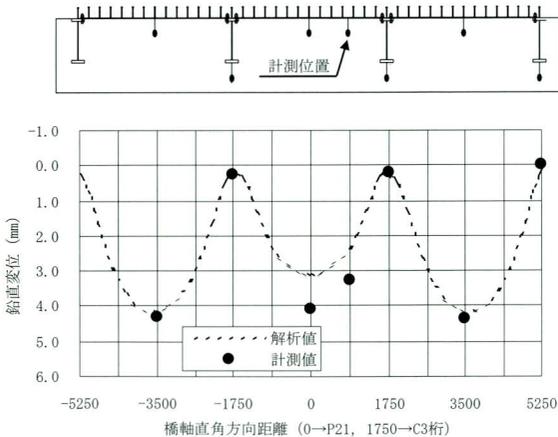


図-44 コンクリート自重によるCL断面鉛直変位

6. おわりに

横桁で支持された合成床版の移動載荷疲労試験を実施し、合成床版が十分な疲労耐久性を有していること、解析により十分な精度で静的な力学的挙動を把握できることを確認した。

本試験は、財団法人高速道路技術センターの「合成床版を横桁で支持する鋼橋形式に関する技術検討委員会」（委員長：松井繁之大阪大学大学院教授）の指導の下に実施されたものであり、各委員の方々には多くの貴重なご意見を頂きました。最後に本試験は「第二東名高速道路 須津川橋（鋼上部工）下り線工事特定建設工事共同企業体」の受注工事の一環として実施されたものであり、試験実施にあたり中日本高速道路株式会社横浜支社および同富士工事事務所の方々には多大なるご指導を賜りました。ここに、謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 高橋昭一，高橋章，永山弘久，生駒元，栗田繁実，阪野崇人：将来拡幅を考慮した橋梁の構造形式検討（第二東名高速道路 須津川橋），平成17年度全国大会第60回年次学術講演会，2005。
- 2) 高橋昭一，築山有二，阪野崇人，永山弘久，生駒元，栗田繁実：将来拡幅を考慮した合理化合成床版を有する2主桁橋の提案：平成17年度全国大会第60回年次学術講演会，2005。
- 3) 長谷俊彦，上東泰越，安松敏雄：長支間PC床版の移動輪荷重走行疲労試験による耐久性の評価，日本道路公団試験研究所報告，Vol.36（1999-11）。

2005.11.7 受付

台船引き出し工法による橋桁の架設（千住汐入大橋）

Erecting Bridge Girders by the Barge-pulling Method(Senju Shioiri Ohashi Bridge)

浦田 保*¹ 越中 信雄*² 南澤 明文*³
 Tamotu URATA Nobuo ETCHU Akifumi MINAMIZAWA

Summary

The present construction project will erect a road bridge with two-span continuous box-girder steel deck over the Sumidagawa River. Since the bridge is above the channel which is frequently used by boats, a barge-pulling method was selected to minimize closure of the channel due to bridge construction. Utilizing the tide level difference, girders are loaded on a barge to be pulled to the other side, where the girders are mounted onto a bridge abutment, again utilizing the difference in tide level. The method thus effectively uses a natural phenomenon.

キーワード：鋼床版桁、台船引き出し架設、潮位差、後死荷重設計

1. まえがき

本橋は、東京都荒川区と東京都足立区を連結し、両区域の物流のスムーズな流れの確保と災害時の避難路としての、防災を目的とした道路橋として建設されており、地域に密着した重要な橋梁である。ここでは、本橋の橋桁架設工事の施工方法について報告する。

2. 橋梁諸元 A1

形 式：2径間連続鋼床版箱桁
 橋 長：158.6m
 支 間：76.8m + 76.8m
 幅 員：20.0 m
 鋼 重：1200t



図-1 現場位置

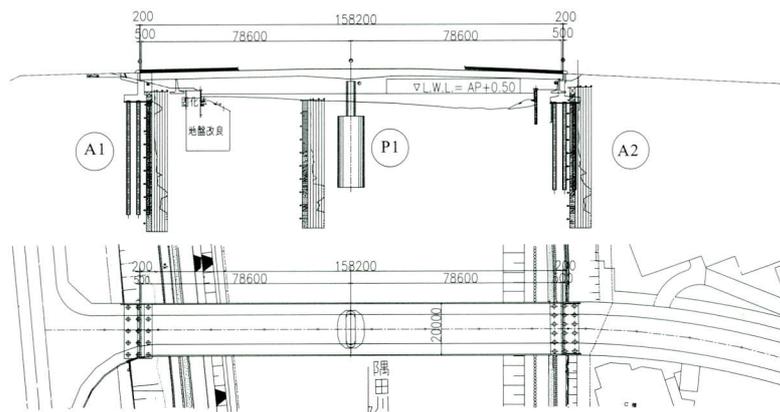


図-2 橋梁一般図

*¹ 工事本部工事部工事課長（現場代理人）

*³ 工事本部工事部工事課

*² 工事本部工事計画部計画課



写真-1 着手前状況



写真-2 架設完了状況

3. 現場環境

架設地点周辺の環境は次の通り。

- ① 大型のマンション等が近接している住宅地である。
(騒音、振動、および休日夜間の作業は原則的に不可)
- ② A2橋台方に近接して都道がある。(ヤード使用制約)
- ③ A1橋台方流水部の水深は浅く、A2橋台方流水部のみ航路として使用可能である。(航路の切り回しは不可能)
- ④ 大型のクレーン船は搬入不可。
- ⑤ 並行して街路改築工事や添架物取り付け工事がある。
(工程制約・ヤード使用制約有り)

4. 工法選定

施工に際しての主な条件は以下の通り。

- ① 航路規制は必要最小限とする。
(有効航路幅30.0m程度常時確保)

- ② 隅田川の全面航路閉鎖は可能とする。(1日程度)
- ③ A2橋台方は、大型重機の搬入や、桁の組み立てなどは出来ない。

現地条件から、作業ヤードとして使用できるのは、航路の常時確保が条件とした上での提外地の一部と、A1橋台方背面ヤードのみとなり、かなり狭小なスペースであった。

以上の条件によれば、次の4案の工法が考えられる。

- (1) 台船引き出し工法
- (2) フローチングクレーンベント工法 (航路部は跳ね出し架設)
- (3) トラベラクレーン跳ね出し工法
- (4) 台船一括架設

(2)、(3)案ともに航路上での作業が多く、河川利用者との調整に難点があり、(3)案は、一般的なトラベラーでは、P1橋脚付近の部材重量が重すぎて能力的に問題があった。(4)案においては、桁の地組み立て場所が無く採用にはいたらなかった。よって、先行してクレーンベント工法でA1橋台～P1橋脚間を架設しその上でP1橋脚～A2橋台間の桁を地組み立てし、台船で引き出す、(1)案の台船引き出し工法を採用する事となった。

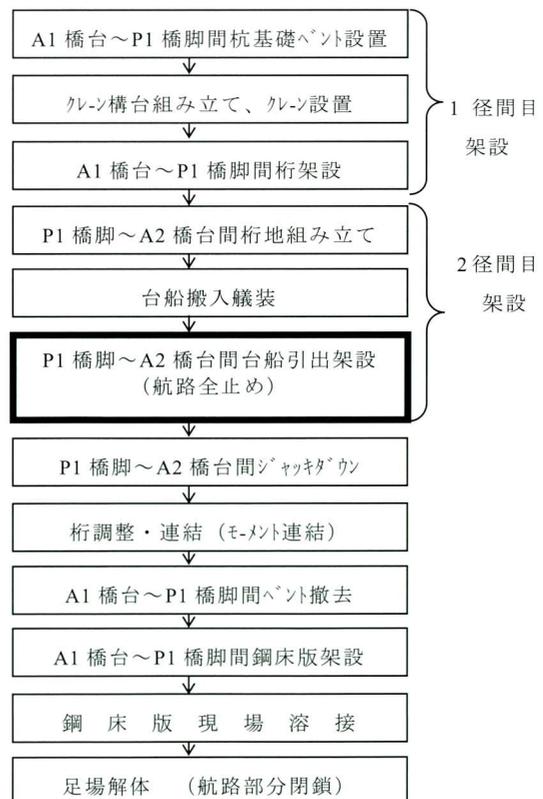


図-3 全体施工フローチャート

5. 施工要領

(1) 全体施工順序図

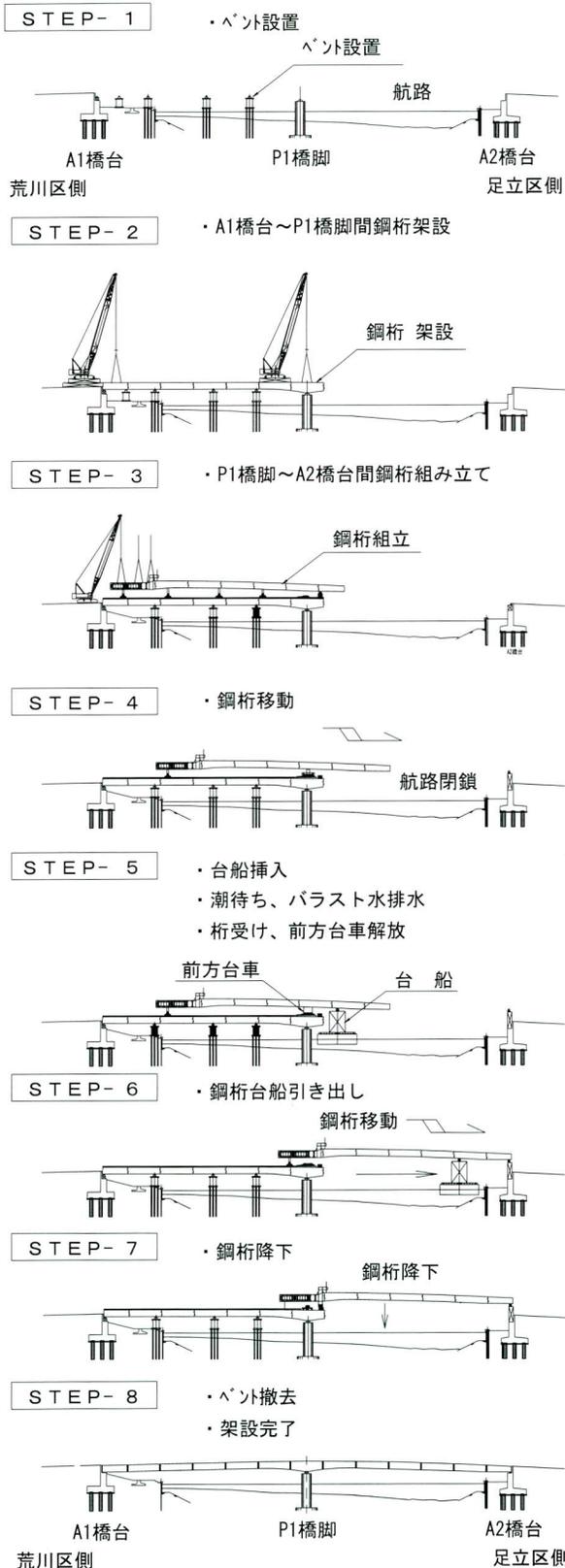


図-4 施工順序図

(2) ペント設備の施工

A1 pier ~ P1 pier girder erection was performed, and tent equipment was installed at 4 bases. For the 2 bases in the river section, the pile foundation (pile length 40m) was used as the tent. Because the N=0 layer is 20m thick, the usual H-pile is insufficient in the weak axis direction, so a rectangular reinforced pile with 2 additional webs was made and driven with a vibro hammer.

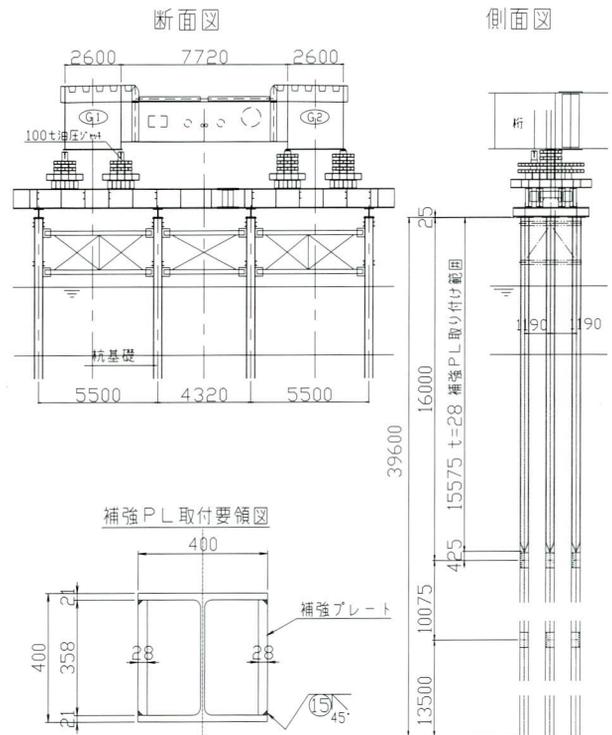
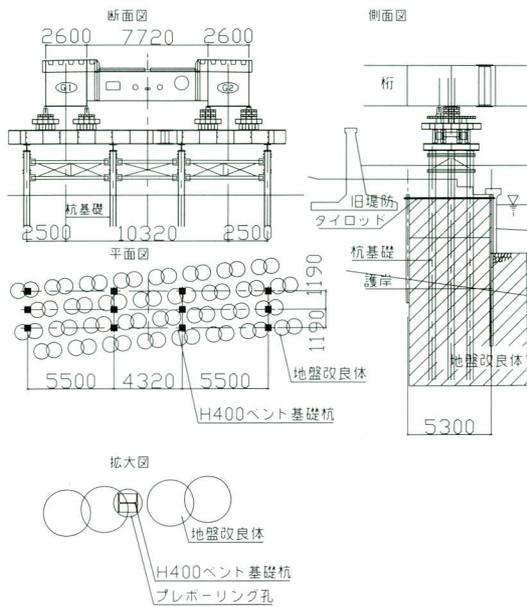
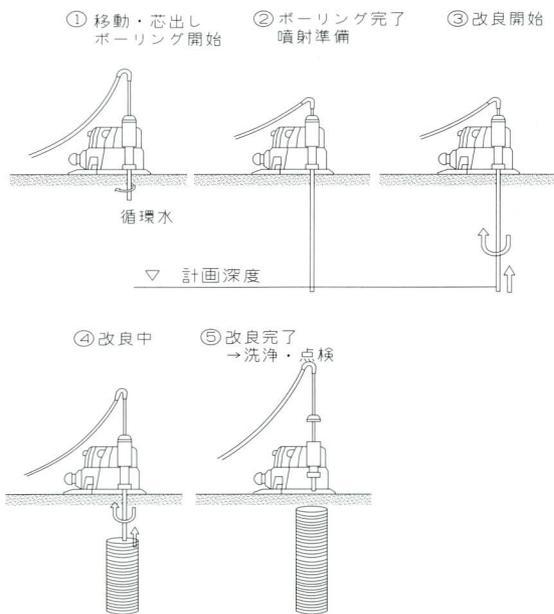


図-5 流水部補強杭ペント図

For the tent 1 base near the bank, the pile was installed in the part where the ground was improved, so the depth was 20m. The pile was driven with a vibro hammer. The gap between the pile and the pre-bored hole was filled with sand. After the pile was removed, the hole was filled with sand. For the part where the hole was made, the high-pressure jet mixing method was used for restoration. (Figure 6, Figure 7)



図一六 地盤改良体部ベント設置状況

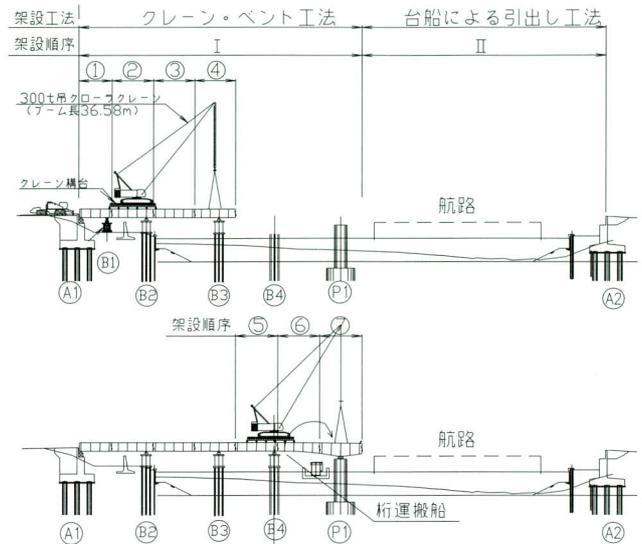


図一七 地盤改良体復旧要領 (杭撤去後作業)

(3) A1橋台～P1橋脚間の桁架設

ベント設置後、桁上にクローラークレーンを搭載し逐次架設する。ただし、鋼床版はベント杭の撤去のことを考慮し後架設としたため、ここでは架設しない。(鋼床版自重は後死荷重になっており、桁が支点支持状態で連結できる設計となっている。)

なお、P1橋脚部のブロックは、大きすぎて陸上輸送が出来なかったため、鋼船にて海上輸送を行い架設した。



図一八 A1橋台～P1橋脚間の桁架設要領図



写真一三 架設状況



写真一四 海上運搬、現地搬入状況

(4) P1橋脚～A2橋台間の桁架設

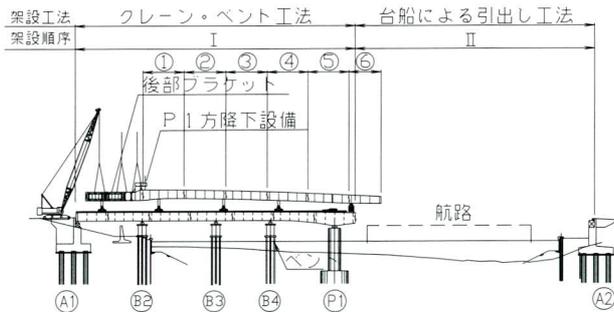
先に架設した桁上に、桁を組み立てた。
組み立てにあたっては、下記の手順で行った。

- ① A1橋台背面に、クローラークレーンを配置
- ② A1橋台～P1橋脚間桁上に軌条設置
- ③ 台車組み立て
- ④ 桁組み立て
- ⑤ 桁調整
- ⑥ 台車にて縦移動
- ⑦ 後部ブラケット取り付け
- ⑧ 降下機取り付け



写真一五 桁引き出し軌条設置状況

本径間のブロックが全て組み立てられた後桁形状調整を行い、高力ボルトを締め付ける。さらに、降下時にも使用する後部ブラケットと降下機を取り付け、台船引き出し架設の準備を行った。



図一九 A1橋台～P1橋脚間の桁架設要領図



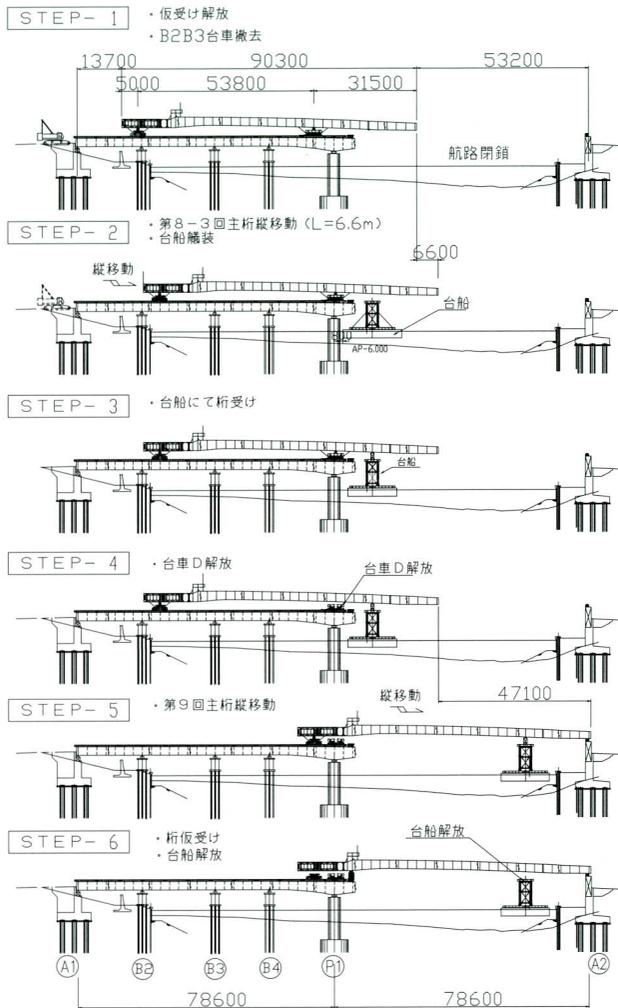
写真一六 架設状況



写真一七 引き出し桁組み立て完了状況

(5) 台船引き出し架設

地組み立て完了した桁を台船に乗せ、引き出し架設を行った。引き出し手順は、下記の通り。



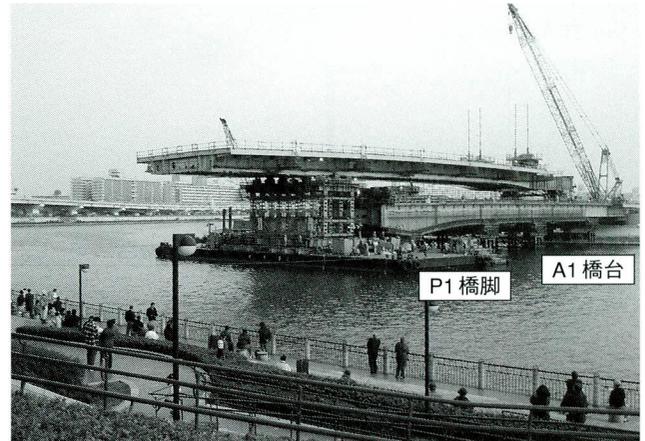
図一〇 台船引き出し作業要領図

台船による桁受けは、潮が満ちてくるときにおこなう事とし、潮位の上昇に加え、台船内のバラスト水を排水することにより船を浮上させ、桁受けを行った。桁受け後は、台船上のペントと桁をワイヤーで固縛し潮止まりをねらって、引き出し作業を行った。引き出し作業の概要は下記の通り。

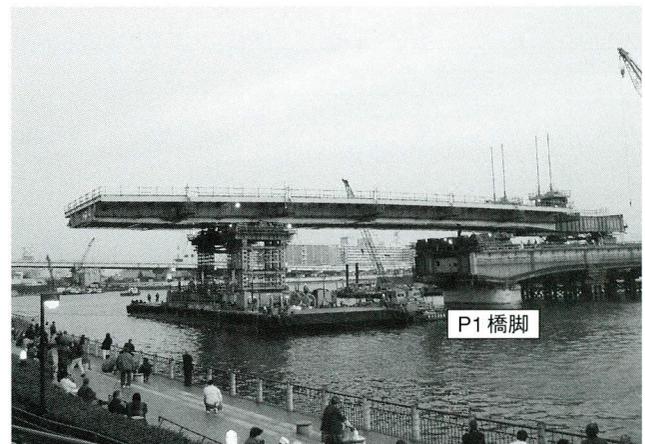
移動速度	2.0m/min
移動距離	47.1m
所要時間	1.0時間
	(方向修正等の時間含む)

牽引動力はA1方に配置する桁上の油圧ウインチとし、方向修正は、台船上に配置した方向修正用ウインチで調

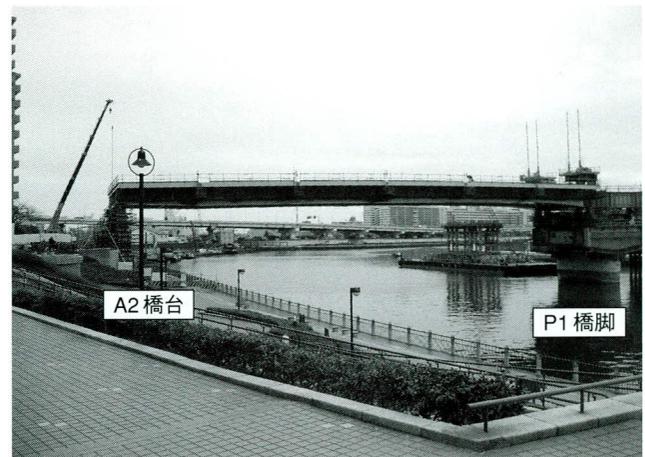
整して行った。水上に浮かべた重量物を移動させるに当たり、種々ある牽引方法の内、なるべく等速度で台船移動が出来る方法としたため、(盛り替え等による移動作業の中断などがない方が望ましい)結果として、油圧ウインチ方式とすることとした。



写真一八 台船引き出し作業中 (1)



写真一九 台船引き出し作業中 (2)



写真一〇 台船引き出し作業中 (3)



写真-11 台船設備状況



写真-12 後方台車設置状況

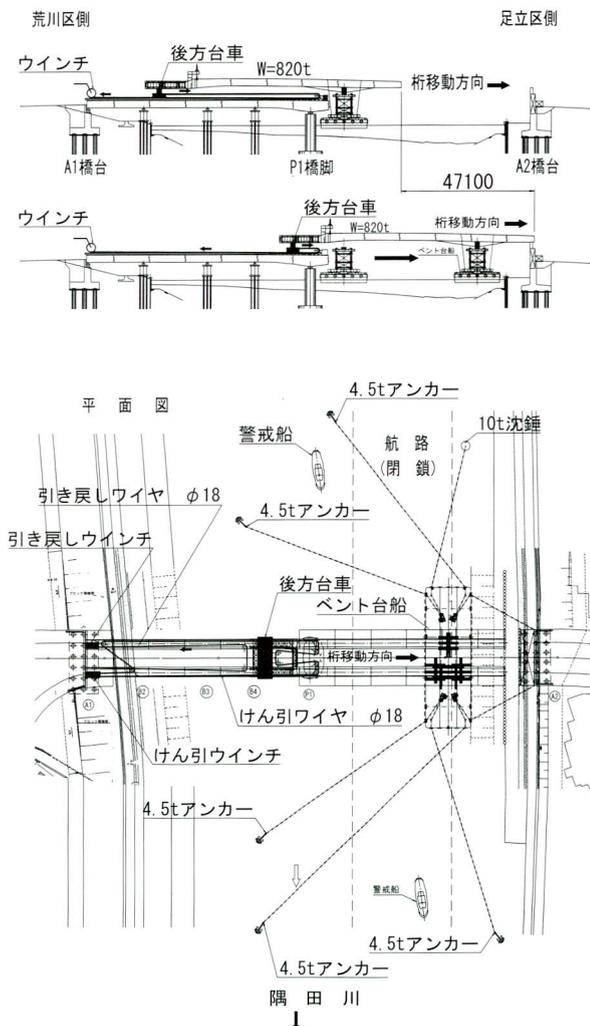


図-11 台船引き出し作業全体図

引き出し完了後、引き潮時に桁が下がってくるタイミングに合わせA2橋台サンドルに桁を受け替えた。受け

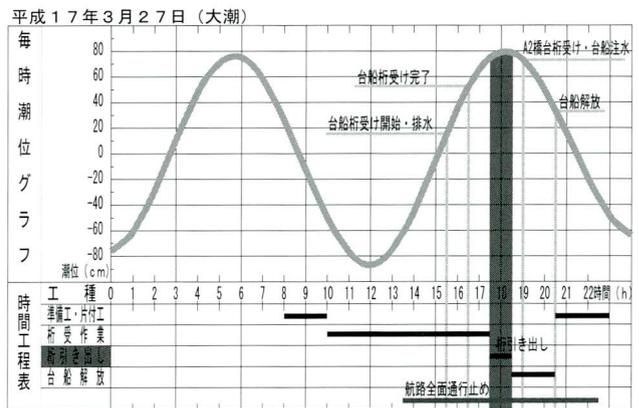


図-12 引き出し時間工程と潮位図

替え作業は、桁受け時と逆手順にて、台船内にバラスト水を注水することにより船を沈め、桁反力を解放し桁と台船を切り離れた。この作業は迅速に行ない、中途半端に台船と橋台の両方に桁が乗っかる時間を最短になるように実施した。解放された台船は、その日の内に主航路となる水域から待避させ、航路閉鎖を解除した。後日、台船ベント等の解体を行った。

(6) 桁降下、調整、据え付け

引き出された桁は、下記手順に従って降下し、P1橋脚部の仕口を合わせ、所定位置に据え付けた。

仕口あわせは、架設系の桁仕口回転角度を事前に計算しておき、それに合わせて連結を行うモーメント連結法によった。結果として、桁出来型形状は管理値を十分満足する事ができた。

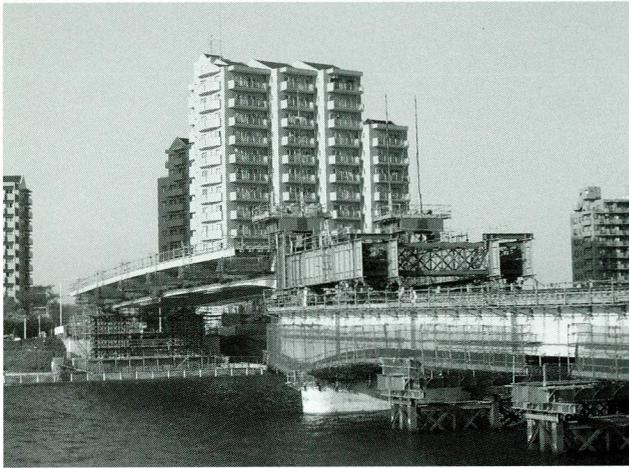


写真-13 桁降下作業状況



写真-15 鋼床版溶接状況

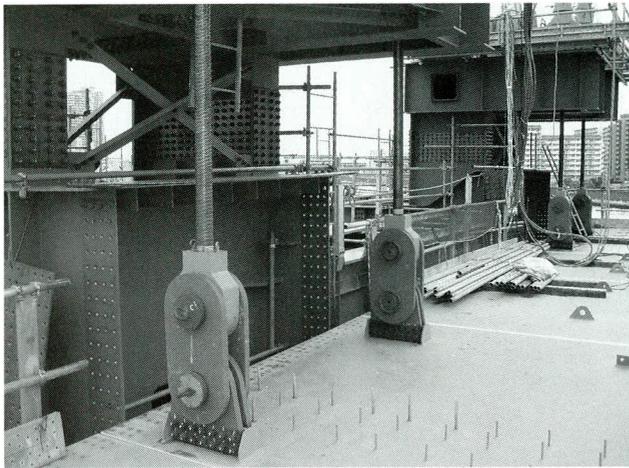


写真-14 降下機吊り下げ状況

(7) 鋼床版架設

桁反力解放後、鋼床版架設前にベントを撤去しベント杭をパイプロハンマーにて引き抜いた。その後、A1橋台～P1橋脚間の鋼床版を架設した。架設に使用する重機は、架設された桁上に配置することとし、P1橋脚からA1橋台に向かって単材毎に架設した。架設された鋼床版は、サブマージアーク溶接にて縦シーム溶接を行った。

本橋は、鋼床版後死荷重設計にて製作されており、縦シームの溶接は、桁を支点支持にして鋼重分変位させた状態での溶接作業となった。側床版跳ねだし部については、跳ね出し量が大きく(3.4m)溶接後の変形も含めた出来型の精度が心配されたが、ちぢみ代2.0mmを考慮した下げこしを行った所、ほぼ所定通りの形状を確保できた。

6. あとがき

本工事で採用した工法は、最近の国内での実施例も非常に少なく、宮地グループとしても十何年ぶりかの工法であり、手探り状態での計画立案・現場施工でありました。時間的制約上、台船の操船実験等が行えるような状況ではなく、発注者および協力業者との度重なる打ち合わせを行い、前進と後退を繰り返して工法決定に致りました。

航路全面閉鎖などにおいては、水域利用者に対する数度にわたる工事説明会を行った結果、十分な協力も得られ、また天候に左右されやすい工法(河川内工事のため上流で雨が降った場合潮位が大幅に変わる)であったにもかかわらず、引き出し前の数日間は天候に恵まれ、潮位も計画値通りであり、ほぼ予定通り施工することが出来ました。

今後同種工法が実施される場合、次のような点に留意し施工したいと思います。

- ① 台船と桁の固定方法を簡略化し、スムーズな台船桁受け・解放作業が出来るようにしたい。
- ② 橋軸直角方向に引き出し方向がずれやすく、台船搭載ウインチでの制御方法に工夫をし、ズレ幅を小さくし安全性を高めたい。
- ③ 潮位の誤差が大きかった場合の対策がたてられたら、あまり天候に左右されない工法になる。

最後に、本工事の施工にあたりご指導いただきました東京都第五建設事務所の方々、また、航路閉鎖作業にご協力頂いた水域利用者の方々に深く感謝し、紙上を借りてお礼申し上げます。

2005.11.8 受付

「設計・施工一括発注方式」による 亀泉高架橋工事の報告（その1）

Reports on the Package Contract Including Design and Construction for Kameizumi Viaduct Construction (Part 1)

保 呂 秀 次*¹ 山 下 修 平*¹ 奥 村 恭 司*²
Hidetsugu HORO Shuhei YAMASHITA Kyoji OKUMURA

Summary

The construction of the Kameizumi Viaduct was ordered as design & build contract. This construct-system was adopted to utilize private-sector technology and to secure the functions and quality of this public structure, while reducing cost, even though this ordering system is relatively new for bridges in Japan. This paper outlines the flow from technical proposal to adopting the actual design for the Kameizumi Viaduct which uses composite deck slabs.

キーワード：設計・施工一括発注方式、デザインビルド方式、少数主桁

1. はじめに

亀泉高架橋工事は、国土交通省関東地方整備局より上部工と下部工を分離しない設計・施工一括発注方式（以下、デザインビルド方式）で発注された。同方式は民間の新技术等を取り入れることで従来技術と比較し、工期短縮やコスト削減を図ることを目的としている。上部工と下部工の構造形式は一部の構造（PRC構造、鋼製橋脚）を除き、受注者側が自由に技術提案することを求められた。

宮地・大豊異工種建設工事共同企業体（以下、宮地・大豊JV）では、設計・施工に自由度があるという点を

活かし、鋼・コンクリート合成床版（QS Slab：宮地鐵工所）を用いた鋼少数I桁橋を提案した（図-1）。

高架橋の構造は、橋長が367.1m、上部工の本線を合計10径間の鋼I桁橋、ランプ部を2径間の鋼I桁橋とし、下部工すべてを鉄筋コンクリート製、各基礎には所要の場所打ち杭を設置したものである。

宮地・大豊JVは、提出した技術提案書の審査を受け、競争参加資格を認められたものの、7項目の附帯条件を課せられた。次いで入札には計8者が参加し、宮地・大豊JVに決定したが、附帯条件に基づく検証、照査等は、発注者が設置する技術評価検討委員会（以下、評価委員会）での評価に委ねられることになった。評価委員会では、本橋が重要路線（国道17号）にあることから、耐

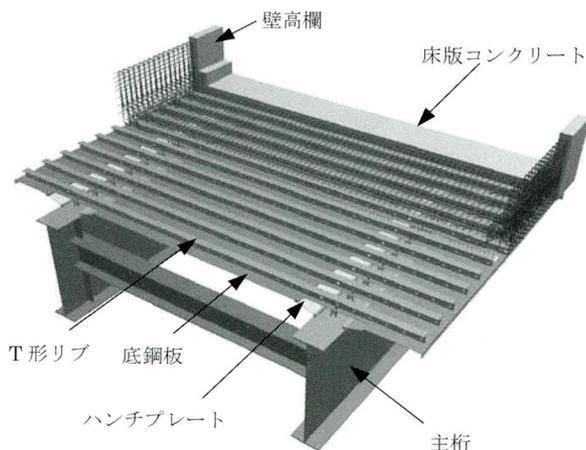


図-1 合成床版 + 鋼少数I桁橋



図-2 施工位置図

*¹生産本部設計部設計二課

*²生産本部設計部設計二課長

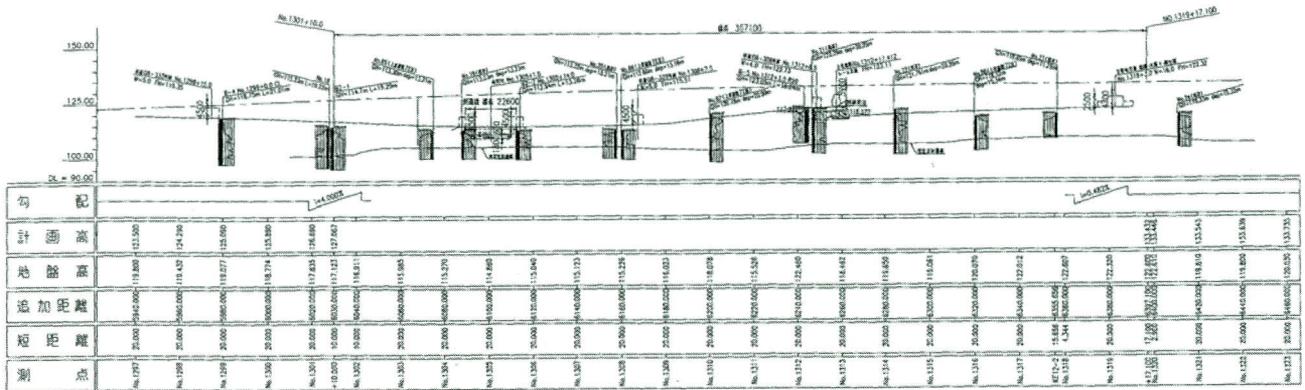


図-3 発注図（本線部）

久性の確保と維持管理が焦点となった。

ここでは技術提案から評価委員会を経て実施設計に至るまでを述べるものとする。

2. 工事概要

当該工事の概要を以下に示す。

- 1) 工 事 名：亀泉高架橋工事
- 2) 施工箇所：上武道路（群馬県前橋市亀泉町～同萩窪町）
国道17号線バイパス
- 3) 工 期：自）平成16年3月13日
至）平成19年3月25日
- 4) 発 注 者：国土交通省関東地方整備局
- 5) 受 注 者：宮地・大豊異工種建設工事共同企業体
- 6) 道路規格：第3種第1級（ランプB規格）
- 7) 設計速度：本線80km/h, ランプ40km/h
- 8) 橋梁形式：鋼連続非合成少数I桁
- 9) 下 部 工：張出式橋脚, 逆T式橋台
- 10) 基 礎：場所打ち杭（オールケーシング工法）

3. 技術提案

技術提案は発注公告から約2ヶ月という短期間に、線形計画から上部工、下部工の構造、床版工、舗装工までを検討し、施工計画、工程計画、工事費等を電子入札システムに適応した所定の書式に編集するものであった。図-3には発注側から提示された側面図を示すが、対象部分だけが空白となっている。提案した主要な項目のうち構造に関する内容について以下に示す。

(1) 橋長

両アプローチ部を盛土構造と想定し、経済性より必要最小限の367.1mとする。道路は両アプローチ部への摺り付け、ランプ部の拡幅を考慮し平面、縦断、横断、各線形を設定する。

(2) 径間割

上毛電気鉄道、寺沢川等の交差条件、経済性、施工性、耐震性、景観等に配慮して10径間とする。

(3) 耐震設計

所要の耐震性能を確保するため、現地の地形・地質・地盤条件、立地条件等を考慮し、多径間連続構造をゴム系の免震支承で支持する免震橋とする。上部構造の慣性力を複数の下部構造に分散させる地震時水平力分散構造であるとともに、免震支承による長周期化と減衰性能の向上を図る。

(4) 下部工

上部工の荷重・現地の地形・交差条件を勘案し、位置と構造を決定する。構造形式はシンプルな逆T式橋台及び張出し式橋脚とする。

基礎形式（場所打ち杭）は更新世砂層及び砂礫層を支持層とし、礫層（最大礫径φ2500mm）の掘削と騒音・振動対策に配慮した、全回転式オールケーシング工法とする。

(5) 床版工

平成14年3月改訂の道路橋示方書に「鋼板や型鋼等の鋼部材とコンクリートが一体となって荷重に抵抗するよう合成構造として設計される床版」と示されている鋼・

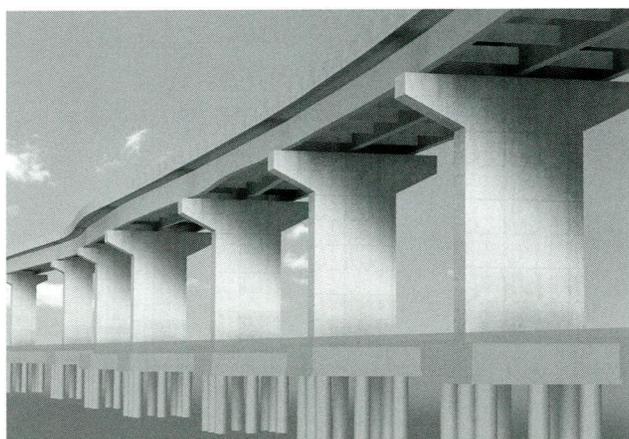


図-4 亀泉高架橋イメージ図

コンクリート合成床版（QS Slab）を採用する。

(6) 舗装工

橋面舗装は特記仕様書で性能規定されている塑性変形輪数と平坦性を確保するものを選定する。

(7) 橋面防水工

防水工の材料は、シート系防水材で「鉄筋コンクリート床版防水層設計施工資料」（昭和62年1月、日本道路協会）に準じるものを選定する。

4. 附帯条件

提出した技術提案に課せられた7項目の附帯条件について、受注後に発足した評価委員会で審議されることになった。審議は、「附帯条件に基づく検証、照査等の結果、技術提案の採用または技術提案を工期内に実現することが困難となった場合、発注者と協議の上、要求を満足し工期内に確実に実現できる代替案による施工を請負者の責により行うもの」という請負者にとって非常に厳しいものであった。

附帯条件の検証、照査は、宮地・大豊JVから資料を示し、平成16年8月から11月の4ヶ月間、延べ4回の評価委員会で審議された。附帯条件は以下のとおりである。

- ① 合成床版の設計基準について
道路橋示方書による要求性能を満足することを検証すること。
- ② 上部構造の耐久性について
防水システム、滞水状態における耐荷力、継手部の疲労耐久性、接合部の耐久性・耐荷力等を検証

すること。

- ③ 上部構造の耐震性について
- ④ 維持管理について
- ⑤ 架設計画について
- ⑥ 床版の品質管理について
- ⑦ 上部構造の出来高管理について

附帯条件の内容は基本的に合成床版に関するものであり、設計するための前提条件から製作、施工、維持管理に至るまで非常に広い範囲の検証、照査を必要とした。

審議の結果、「宮地・大豊JVの亀泉高架橋への“附帯事項”に対する回答について検討したが、“附帯事項への回答は妥当“と判断される”との評価を受けた。これにて評価委員会の結果を踏まえた合成床版+少数主桁の実施設計に着手することとなった。

ただし、前記の評価委員会の審議結果は、一部の検証事項について、溶接施工試験と充填性確認試験により補足、確認することを前提条件としている。

次に溶接施工試験と充填性確認試験の目的を示す。

(1) 溶接施工試験

鋼材の一部（Tリブ）にSS400を使用するが、溶接品

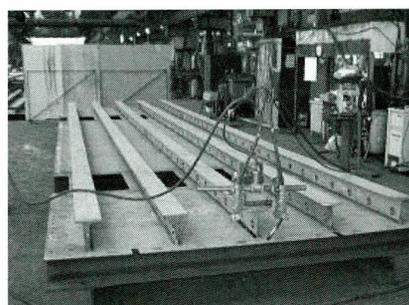


写真-1 Tリブと鋼板の溶接状況

質は、ミルシートにより化学成分を確認するほかに溶接施工試験を実施して適用性を確認する。

(2) 充填性確認試験

コンクリートの充填性確認試験は、試験供試体にて施工計画に基づいた施工を行い、コンクリートの配合、打継ぎ目処理、締め固め等施工要領を確認することを目的とする。

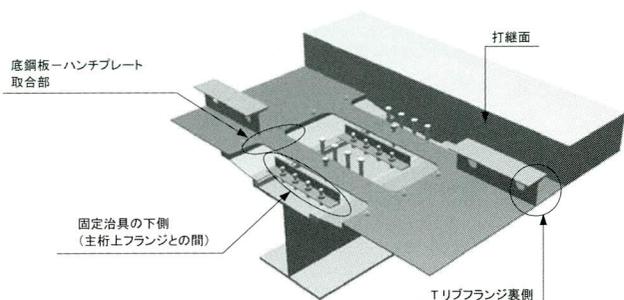


図-5 充填性の着目点

本報告書の設計内容の妥当性について、高崎河川国道事務所から委託を受けた(財)先端建設技術センターにより照査が行われた。照査は、本構造の成立性の基本となった以下の設計項目に対して実施された。

- ① 床版設計断面力（曲げモーメント、せん断力）の算出結果の確認
- ② 床版の鋼部材溶接継手部の公称応力の算出結果の確認
- ③ 床版及び鋼少数主桁の各溶接継手部の疲労照査結果（疲労等級の妥当性）の確認
- ④ 免震構造の妥当性判断結果（液状化層の性状評価結果等）の確認
- ⑤ 非線形時刻歴応答解析による耐震性照査結果の確認

照査の結果、不明な箇所等については宮地・大豊JVが再度照査、検証を行った。

最終的に、「実施設計は基本性能及び施工における条件明示を満足していること」が確認され、平成17年6月1日に発注者より承諾を受けた。

5. 実施設計

実施設計は、関東地方整備局高崎河川国道事務所と打合せを行い進めた。上部工の設計をするにあたり、特記仕様書に明記されている以外の規準については道路協会や旧日本道路公団に準じるなど、付属の仕様も含め宮地・大豊JVから提案した。

実施設計成果は10編からなる報告書と上部工、下部工の設計図である。第1編の概要書は当該工事の概要、現地踏査および第2編以降を編集したものである。これには通常の建設コンサルタント業務で要求される「詳細設計照査要領」に基づく照査報告書も含まれている。

表-1 設計成果品

報告書	第1編	概要書
	第2編	線形計算書
	第3編	上部工設計計算書
	第4編	格子計算書
	第5編	疲労設計計算書
	第6編	付属物設計計算書
	第7編	耐震設計計算書
	第8編	上部工数量計算書
	第9編	下部工設計計算書
	第10編	下部工数量計算書
設計図	上部工設計図	
	下部工設計図	

6. おわりに

本工事は平成17年度内に下部工が完成し、引き続き上部工の施工が行われる予定である。上部工においては、これからが正念場であるが、これまでの技術提案から実施設計に至るまで一連の経緯を振り返ると、上部工と下部工を分離しない「設計・施工一括発注方式」に発注者、受注者共に戸惑う部分があったと感じている。受注者側の立場では、設計当初から製作・施工の専門家が関わることにより時間削減、コスト削減が可能となる反面、受注者に委ねられる領域が広く、発注者との関わりが薄くなり問題が生ずる可能性があるという難点も残していると考えている。

今後、更に同方式での発注が予想されており、当該工事で得られた経験を次のデザインビルド工事に活かし、更なるコスト削減を目指して行きたいと考える。

2005.11.7 受付

OSMOSシステムによる 実橋モニタリング報告（その2）

Bridge Monitoring with the OSMOS System (Part 2)

山下久生*¹ 能登宥愿*²
Hisao YAMASHITA Hiroyoshi NOTO

Summary

In Japan, a number of bridges have been erected as part of infrastructure improvements since the 1960s and it is necessary to ensure that bridges which have been in service for 40 to 50 years are safely and properly used. In order to extend the service life of such bridges with limited budget, it is important to investigate them with reliable techniques. The authors carried out experimental monitoring aiming at inspection and investigation with the OSMOS system which uses optical fibers as a sensor. This paper reports the outline of such monitoring and the findings gained from the measurement results.

キーワード：OSMOS、光ファイバー、点検・調査、モニタリング、動的計測

1. はじめに

供用を始めてから40年～50年経過する橋梁が、これから一挙に増加してくる。これらの橋梁を安全に、そして快適に使い続ける必要がある。限られた予算で延命化を計るために、信頼性のある手法で点検・調査を行い、最適な時期に補修・補強を実施することが重要と考える。

OSMOSシステムは、光ファイバーをセンサーとして用いたモニタリングシステムである。部材に取付けたセンサー固定点間（通常1～2m）の相対変位を精密に計測するものである。筆者らはこれまでに、OSMOSシステムの概要、使用法について宮地技報^{1),2)}や土木学会年次学術講演会^{3),4)}に発表してきた。宮地技報の前号(20号)⁵⁾では、約6ヶ月間におよぶ既設橋梁の動的計測について報告した。この中では、補修工事における部材の挙動、また長期計測を行うことによって得られた温度・地震・台風そして重車両通過時の特徴について述べた。本号では、別の既設橋梁において新たに実施したモニタリング、すなわち健全度評価へ繋げる第1歩として、主桁、床版での計測例、また評価の手段となる中立軸位置の算出、そして他のセンサーとの動的計測の検証結果について報告する。

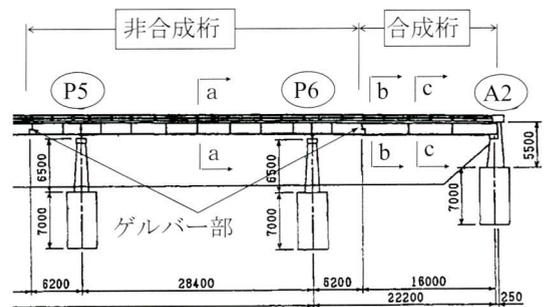


図-1 側面図 P5～A2

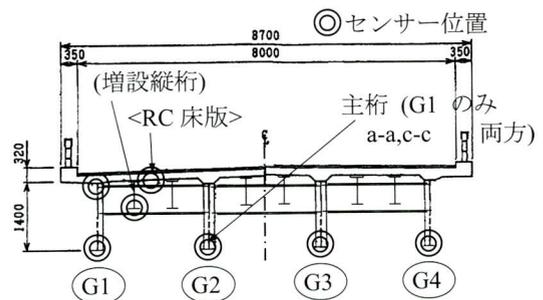


図-2 a-a(b-b)<c-c>断面図

2. 計測対象橋梁

今回のモニタリング対象の橋梁は、7径間ゲルバー鋼鈹

*¹生産本部技術研究所技術開発課課長代理

*²生産本部技術研究所長

桁（4主桁）で供用開始後44年経過している。既に増設縦桁の設置、支承取替え、床版増厚等の補修・補強工事が実施されてきている。この橋梁の端部2径間（図-1、2）を対象として、動的計測を実施した。

P5-P6橋脚間28.4mおよびゲルバー部までの両張出し区間それぞれ6.2mは連続した非合成桁であり、P6橋脚-A2橋台間22.2mの内ゲルバー部からA2橋台までの16.0mは合成桁となっている。

3. 計測概要

センサーの設置箇所を図-1、2に示す。非合成桁部 a-a断面と合成桁部 c-c断面のG1主桁は、中立軸の位置を確認するため上下FLGに設置した。また、a-a断面では荷重の分配作用状況を確認するためG2、G3、G4主桁下FLGにも設置してある。増設縦桁は、b-b断面下FLGに1箇所設置した。床版は、c-c断面に橋軸直角方向と橋軸方向の2方向にセンサーを設置した。計測時のサンプリング周波数は20Hzとした。

実際の設置状況を写真-1、2に示す。写真-1は、主桁上FLG下面にシリコン被覆（SI）タイプ2mのセンサーを設置した状況である。塗膜の劣化や浮きがない状態で、塗膜を剥がすことなくそのまま接着剤で定着治具を固定し、センサー定着部をその治具にナットで固定している。写真-2は、RC床版下面へ設置した状況である。橋軸方向は、スパイラルスチール被覆（ST）タイプ1mのセンサーを設置した。橋軸直角方向は、光学伸縮計エクステンソメーター（EX）タイプ0.5mのセンサーを設置した。

なお計測当日はフリー走行の他、車重が既知の4種類の荷重車を通過させその時の動的応答値を計測した。

4. 計測結果

(1) 主桁、床版および縦桁のひずみ

図-3に荷重車単独走行時の a-a断面および c-c断面のG1主桁の上下FLGに設置したセンサーの計測値を示す。a-a断面に設置したセンサーは、荷重車がc-c断面を通過時にも連続桁としての応答を示しているが、c-c断面のセンサーは、荷重車がa-a断面通過時には反応がないことからゲルバー部が有効に働いていることがわかる。

図-4は、b-b断面の縦桁、c-c断面の床版に設置したセンサーの応答値を示す。縦桁は、先の主桁と異なりピ

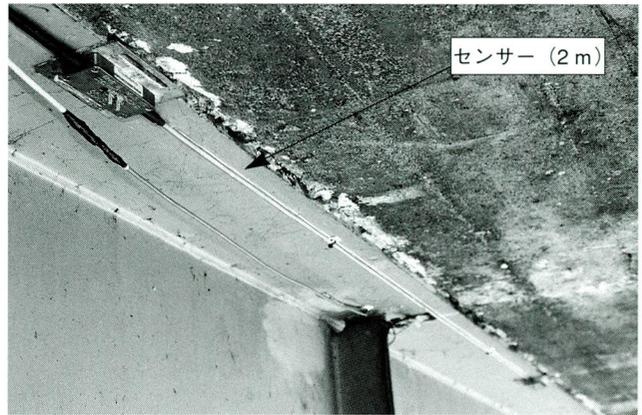


写真-1 主桁上FLGの設置状況

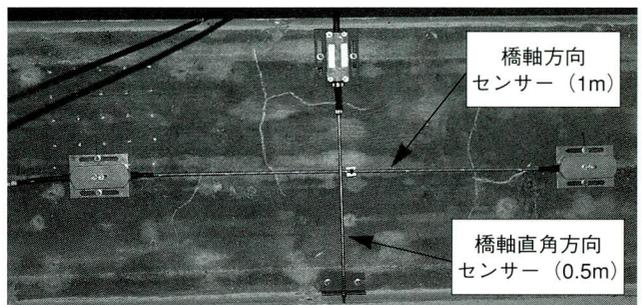


写真-2 床版下面の設置状況

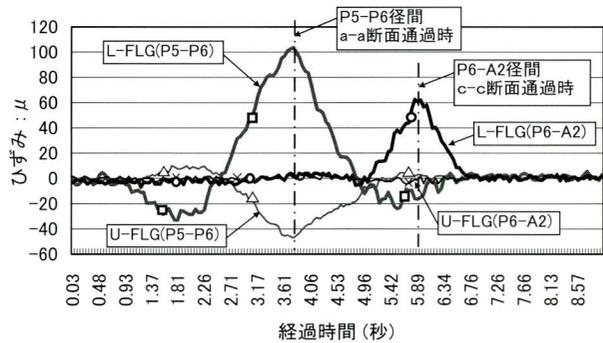


図-3 主桁ひずみ

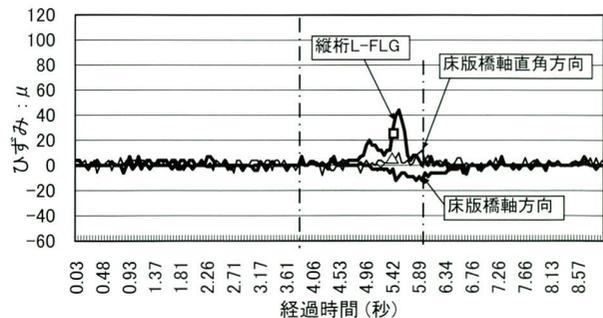


図-4 縦桁、床版ひずみ

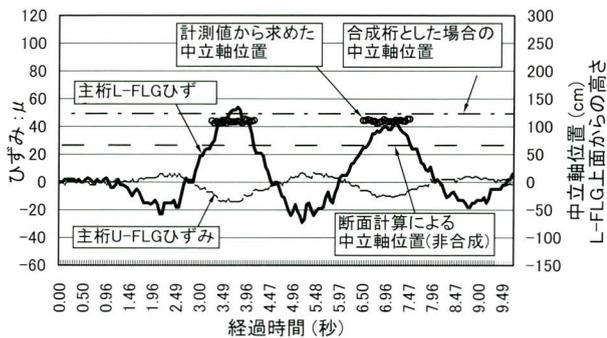


図-5 a-a断面G1主桁中立軸位置

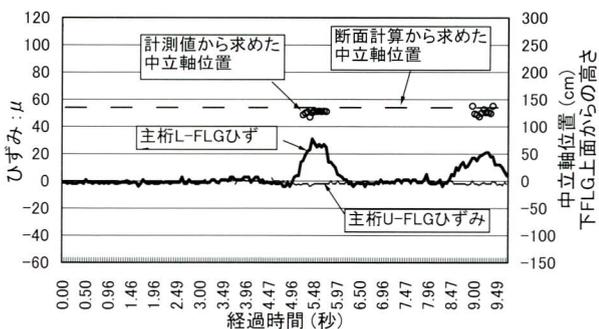


図-6 c-c断面G1主桁中立軸位置

ークが2回現れている。主桁は連続しているため影響範囲内の応答値を図-3では連続して示している。しかし縦桁は横桁位置で縁が切れているため、車軸が横桁を通過し次のパネルに移動することにより複数のピークすなわち車軸通過時の状況が現れている。床版の応答値は、非常に小さかった。主鉄筋が配置されている橋軸直角方向の方が、配力筋が配置されている橋軸方向よりも小さくなっている。当初の床版スパンが、増設縦桁2本の設置により1/3になった効果が顕著に現れている結果と考えられる。

(2) 中立軸位置

図-5は、a-a断面のG1主桁上下FLGの応答値をグラフ化したものである。フリー走行時の10秒間をピックアップしている。a-a断面は、非合成桁であるが上下FLGのひずみ計測値から算出した中立軸位置は、断面計算上の中立軸位置よりも合成桁として計算したときの中立軸位置に近いことがわかった。c-c断面の状況を図-6に示す。こちらの計測値から求めた中立軸位置は、断面計算上の中立軸位置の近辺に分散していることがわかる。

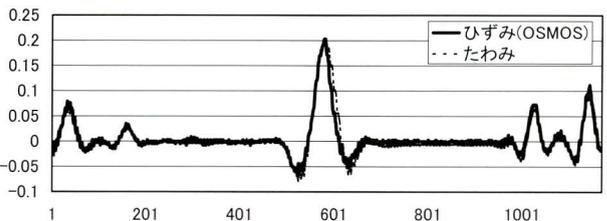
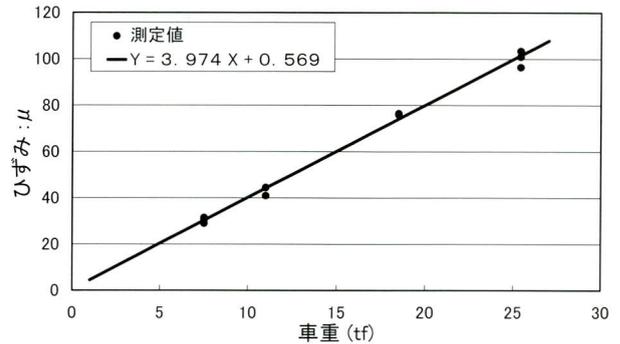
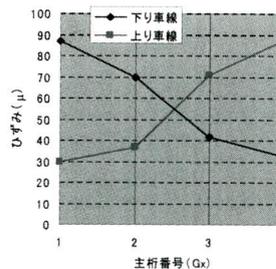
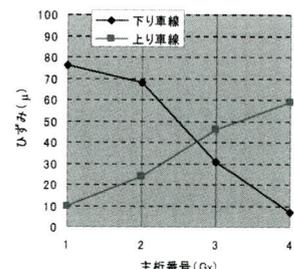


図-8 ひずみとたわみの相関



(1) a-a断面：OSMOS



(2) c-c断面：ひずみゲージ

図-9 4主桁の計測値比較

(3) 車重とひずみの相関

車重の異なる4種類の各荷重車通過時の車重XとひずみYの相関関係を図-7に示す。ここでピックアップした計測値は、a-a断面のG1主桁下FLGに設置したセンサーの数値である。今回計測した橋梁の対象箇所誤差は、平均3%、最大7%であり、近似式 $Y=3.974X+0.569$ が得られた。

(4) ひずみと鉛直たわみの相関

OSMOSセンサーで計測したひずみとたわみセンサーで計測した鉛直たわみの相関関係を図-8に示す。今回の現場(計測位置)では、両者の関係を次式でほぼ表現できる。

$$\text{近似式 OSMOS} = 0.07365 \times (\text{たわみ}) - 0.013257$$

このような関係式が求められると、ひずみ計測値から鉛直たわみを推定することが可能となる。

(5) 荷重分配状況

荷重車単独走行時の各主桁のひずみをプロットしたグラフを次に示す。図-9(1)は、a-a断面での4主桁それぞれの下FLGの計測値である。下り線走行時と上り線走行時が幅員中心位置すなわちG2主桁とG3主桁の真ん中でほぼ左右対称となっている。これに対し図-9(2)に示すc-c断面の計測値は、下り線走行時と上り線走行時で対称とはならなかった。直橋かつ幅員方向に対称な構造であれば、図-9(1)のような結果となるはずであるが、c-c断面では対称になっていない。これは既に施工されている様々な補強工事により当初の荷重分配が変化したためと考えられる。もし、補強工事が実施されていない橋梁で同様の現象が現れた場合、構造に何らかの異常が発生している可能性が考えられる。

5. まとめ

OSMOSシステムは、先にも述べたが部材に取付けたセンサー固定点間の相対変位を精密に計測するものである。そしてその計測精度は $\pm 0.02\text{mm}$ であり、ひずみゲージと異なり電気ノイズの影響を受けることがない。また、リアルタイムで長期的に計測することが可能である。今回の計測は、試験計測のため1回の計測は1~2日とし合計3回実施した。その間、最長3ヶ月に渡って計測を休止（スリーピング）したが、システム動作に問題はまったくなかった。今回の動的現場計測により得られた知見を以下にまとめる。

中立軸位置、荷重分配状況を確認しその変化を見極めることにより、構造物の変状を察知することができる。ただし、補修・補強状況を十分確認し、別途変状箇所を探索し、要因分析を行う必要がある。

車重とひずみ、ひずみと鉛直たわみにそれぞれ相関関係があり、ひずみから車重、鉛直たわみを推定することができる。

既設橋のモニタリングは、様々なセンサーを使い、色々な角度から検討されている。今回の計測により、光ファイバーを用いたOSMOSシステムによる動的計測の有効性が確認できたと考える。しかし一般的に、健全度評価の方法はまだ、十分確立されてはいない。鋼材の場合、疲労強度による評価の方法が考えられるが、その他に発生応力度と許容応力度にある安全率を乗じた管理値を定めて、それらを比較することにより簡便に評価する方法を確立したいと考え、引き続き検討を進める計画である。

最後に本計測は、産学官共同研究プロジェクト新都市社会技術融合創造研究会「既設構造物の延命化技術に関する研究」⁶⁾の一環として行ったものである。また現場計測は間組との共同計測であり、OSMOS技術協会の支援を受けている。本報告で使用している、鉛直たわみ計測データは計測技研、c-c断面ひずみゲージ計測データは京都大学より提供いただいていることを記すと同時に、関係各位に紙上を借りてお礼申し上げます。

<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の使用法とその特徴，宮地技報No.17, pp.127-130, 2001
- 3) 能登宥愿・山下久生：モニタリングシステム（OSMOS）の特徴と使用方法，第57回土木学会年次学術講演会概要集, pp.1455-1456, 2002
- 4) 山下久生・蓮井昭則・能登宥愿・大島義信：光学ストランドによる既設橋梁の動的モニタリング，第60回土木学会年次学術講演会概要集, pp.853-854, 2005
- 5) 岩下宏・山下久生・能登宥愿：OSMOSシステムによる実橋モニタリング報告，宮地技報No.20, pp.90-99, 2005
- 6) 新都市社会技術融合創造研究会：第2回新都市社会技術セミナー・テキスト，2004

2005.12.20 受付

疲労亀裂の溶接補修（根古屋橋）

Welding Repair of Fatigue Cracks (Nekoya Bridge)

米 山 昌 樹*¹ 村 井 向 一*¹
 Masaki YONEYAMA Ko-ichi MURAI

Summary

The Nekoya Bridge is located between the Numazu and Fuji interchanges of the Tomei Expressway. Past surveys found fatigue cracks in the gusset sections of the existing sway bracings. Although repairs were carried out two times in the past, the survey in 2003 found fatigue cracks again. This report describes the results of adding cross beams and replacing gusset plates of the existing sway bracings. Also, the welding performance was confirmed beforehand with workability tests because this work had to be done while the bridge was in use.

キーワード：溶接施工試験，亀裂補修

1. まえがき

根古屋橋は東名高速道路の沼津IC～富士IC間に位置する橋である。本橋は昭和44年に供用が開始され、平成16年で36年が経過している。過去の調査において既設対傾構のガセット部に疲労亀裂が発見され、これまでに2度補修工事が行われたが、H15年の調査で再度亀裂が確認された。

本稿は根古屋橋の疲労亀裂の改善のため、横桁の増設とガセットプレートの取替工事を実施した報告である。

2. 工事概要

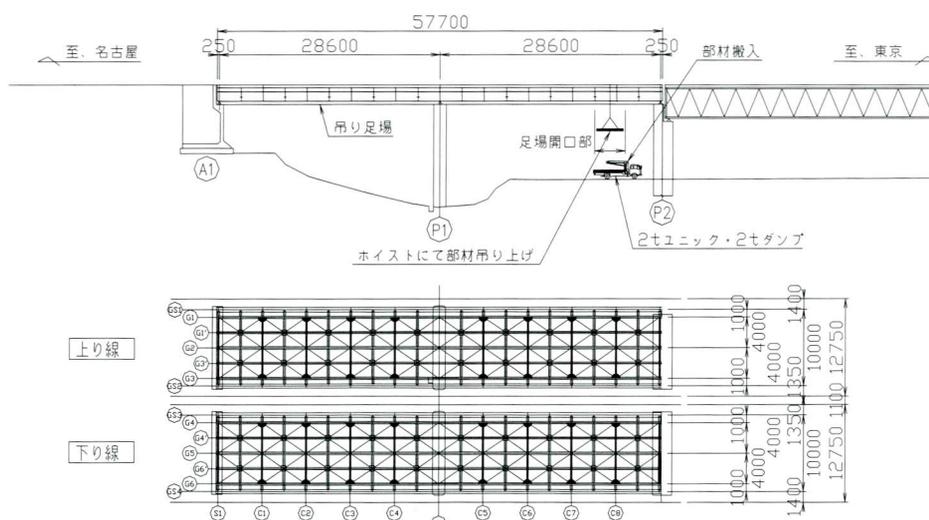
工事名：東名高速道路 柳沢第一橋（鋼上部工）
 耐震補強工事

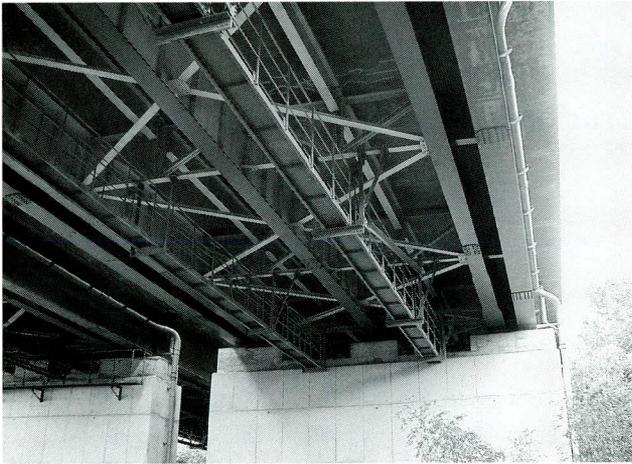
橋梁形式：鋼2径間連続非合成鈹桁

施工内容：横桁増設工 40箇所

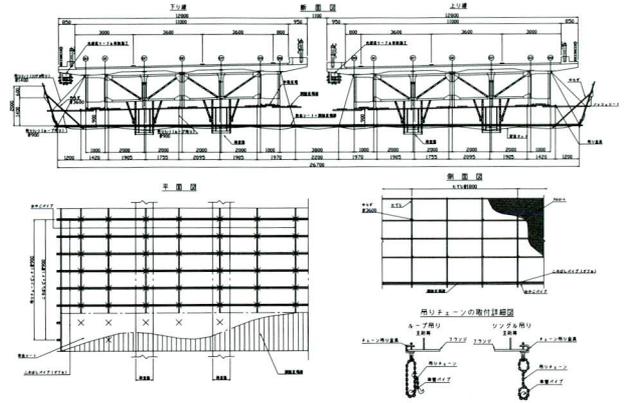
対傾構ガセットプレート取替工 32箇所

工期：平成16年6月1日～平成17年2月25日

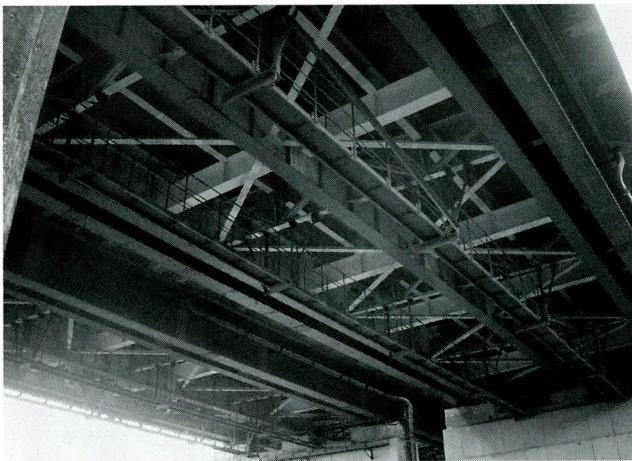




写真一 着手前



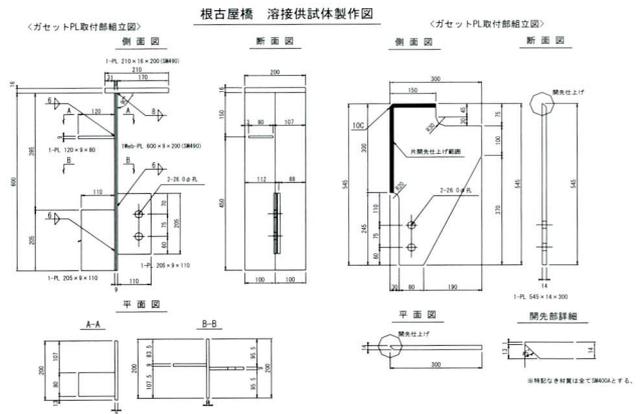
図一 吊り足場構造図



写真二 施行完了

(2) 溶接施工試験

供用下における溶接施工性の確認のため実施工と同一のサイズ、材質の供試体を用いて溶接施工試験を行った。

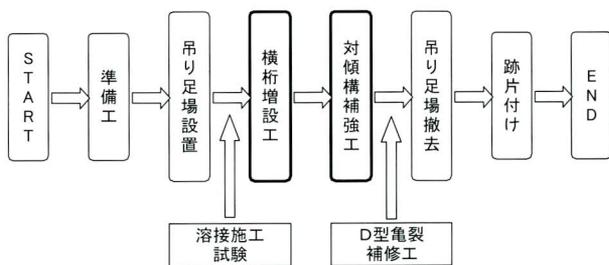


図一 溶接供試体製作図

3. 施行内容

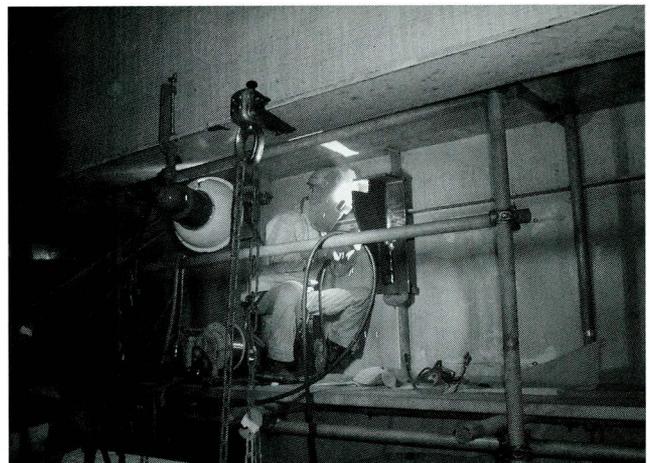
(1) 吊り足場設置

工事は根古屋橋2径間全面に吊り足場を組立することから始まった。以下に施工フローを示す。



図二 施工フローチャート

吊り足場は増設横桁（約650kg）の運搬を考慮し、ころばしをダブルで900mmピッチに入れる補強足場とした。



写真三 供試体による溶接施工試験状況



写真-4 グラインダー仕上げ状況



写真-7 磁粉探傷試験状況



写真-5 溶接完了

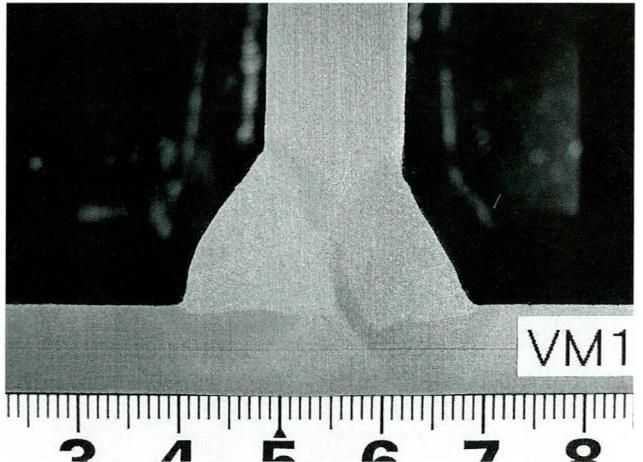


写真-8 マクロ試験



写真-6 溶接完了

応力はガセットPLの廻し溶接部で特に集中するため、溶接施工試験では、廻し溶接部の止端仕上げに特に留意した。

また、溶接部は完全溶込み溶接とし、片面を溶接したのちグラインダーで反対面を溶接部が現れるまではつり、溶接した。溶接方法を以下に示す。

- 溶接方法 : CO2半自動溶接
- 溶接姿勢 : 上向き・立向き溶接
- 溶接ワイヤー: YFW-C50D(日鐵住金溶接株式会社)
SF-1(ϕ 1.2)

施工後、磁粉探傷試験、超音波探傷試験、マクロ試験を行い、合格者により本施工を行うこととした。

(3) 横桁増設工

本工事の補修目的は単に溶接部の亀裂を補修しても、亀裂発生を繰り返す恐れがあるため、ガセット部での応力緩和をし、亀裂を補修することにあつた。そのために既設対傾構間に高力ボルト接合による横桁の増設を行った。

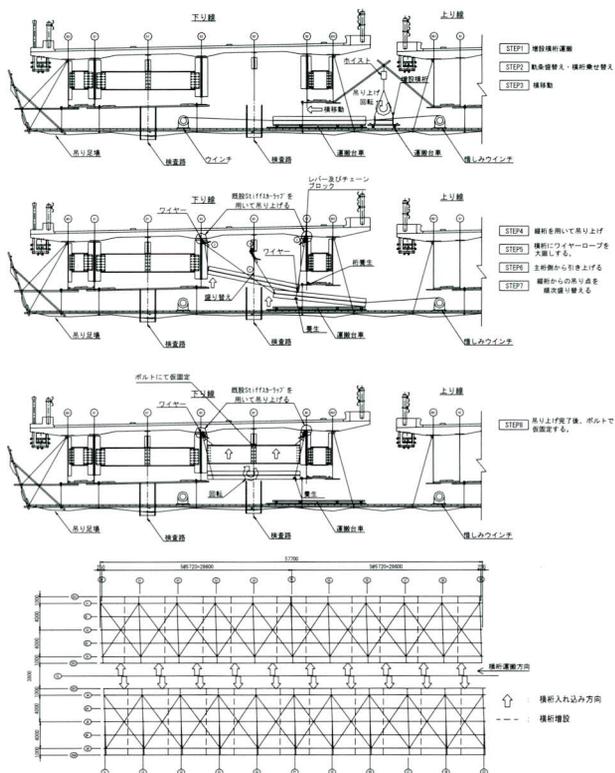


図-5 横桁取付要領



写真-9 横桁取付状況

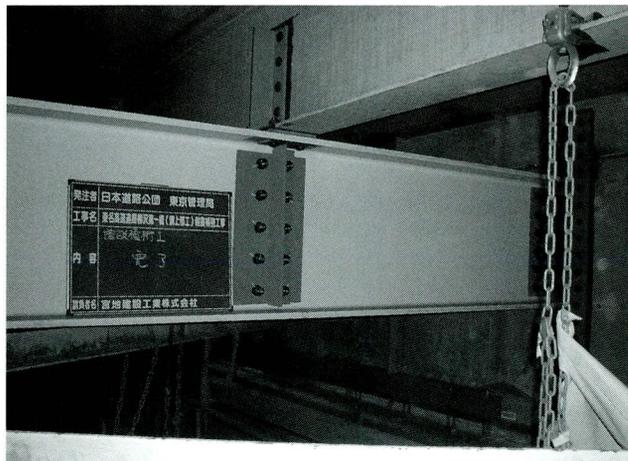


写真-10 横桁取付完了

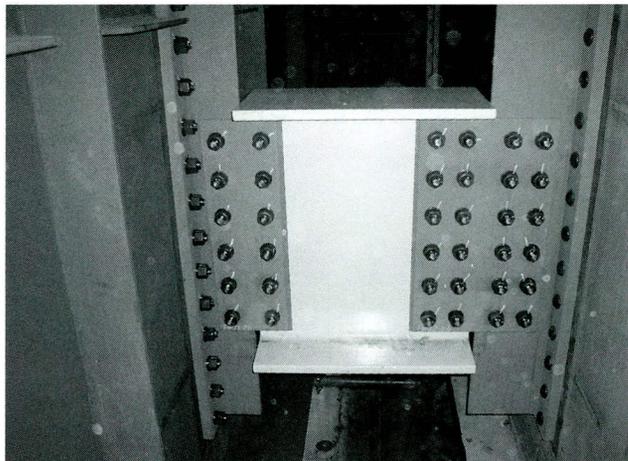


写真-11 横桁取付完了

(4) 亀裂補修工

既設対傾構ガセットプレートの取替は新規対傾構ガセットプレート取付部の主桁の上フランジとウェブの溶接部の亀裂がないことを確認した後行った。取付部に亀裂があるまま溶接を行うと、再び亀裂を発生するためである。

亀裂調査は磁粉探傷試験・超音波探傷試験により行った。

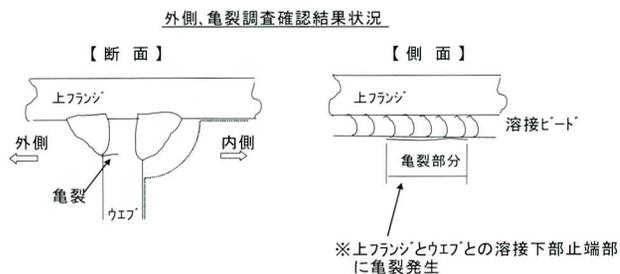


図-6 亀裂発生状況



写真-12 亀裂確認結果

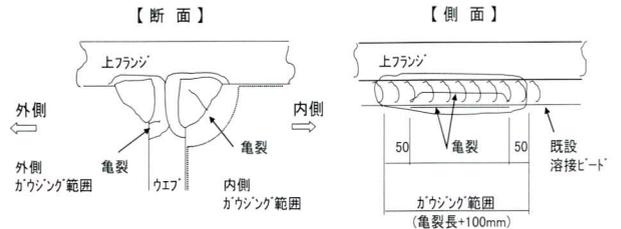


図-8 亀裂補修要領



写真-13 ガウジング完了

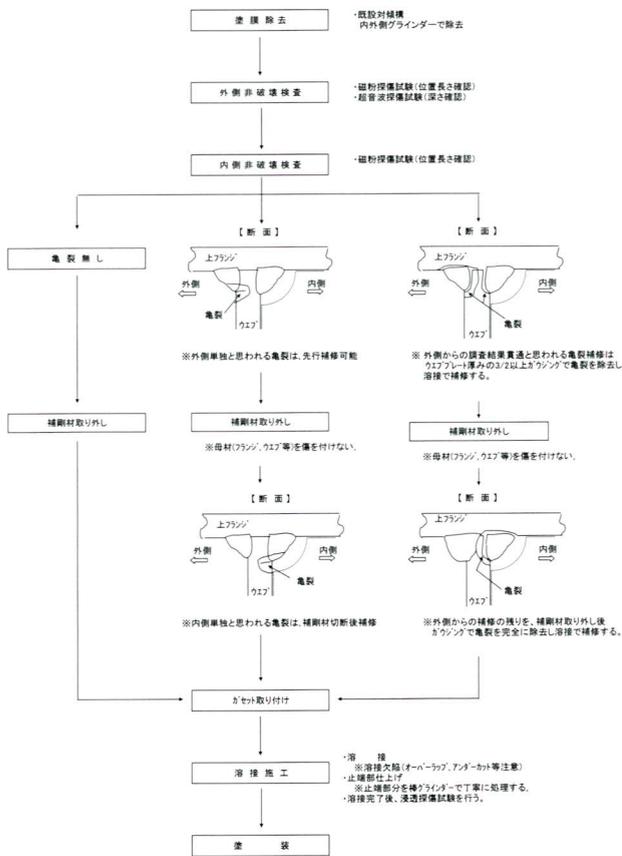


図-7 亀裂補修フローチャート



写真-14 亀裂補修完了

溶接亀裂箇所は新規ガセットプレート取付部外側で32箇所中14箇所に亀裂確認。また、その内3箇所はウェブを貫通していた。取付部内側の亀裂箇所は32箇所中5箇所であった。

(5) 既設対傾構ガセットプレート取替工

既設対傾構の補修はガセット取付部の外側の溶接亀裂を補修した後行った。既設対傾構補修の概要図を以下に示す。

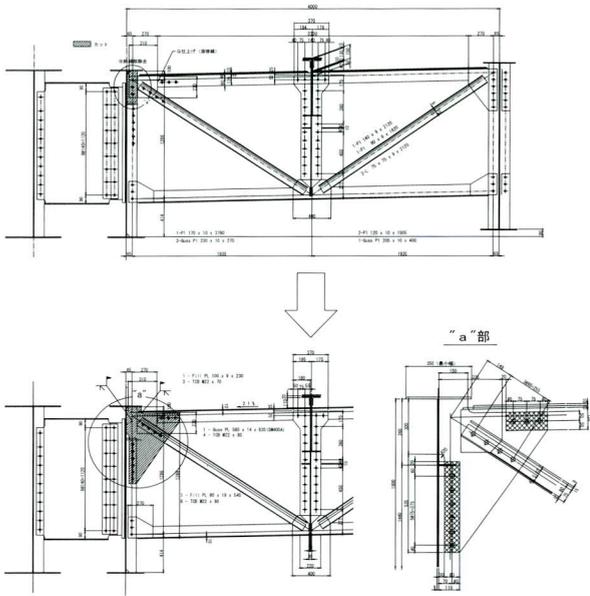


図-9 補修概要図



写真-15 既設部材切断状況



写真-16 切断部仕上げ状況



写真-17 ガセットプレート溶接



写真-18 高力ボルト本締め

亀裂補修は上フランジとウェブ溶接部の止端部からの発生が多かったため、再溶接時の止端部の仕上げを十分に行った。

ガセットプレート溶接時は、溶接前にガセット部に付着した結露をバーナーであぶり除去し、パス数管理を行い、溶接入熱量が $10,000\text{Q}(\text{J}/\text{mm})$ を超えないように管理した。

また、溶接施工試験時にマクロ試験を行った後のテストピースを、廻し溶接部の止端部仕上げの見本とし、常に足場上に置き、仕上げを確認しながら作業を行った。

4. まとめ

供用下にある橋の亀裂補修ということから、根古屋委員会を発足し、名古屋大学大学院 山田教授座長を始め、(社)日本機械化協会 施工技術総合研究所の応力測定等、様々な議論が繰り広げられた。



写真-19 止端部仕上げ



写真-22 超音波探傷試験



写真-20 止端部仕上げ

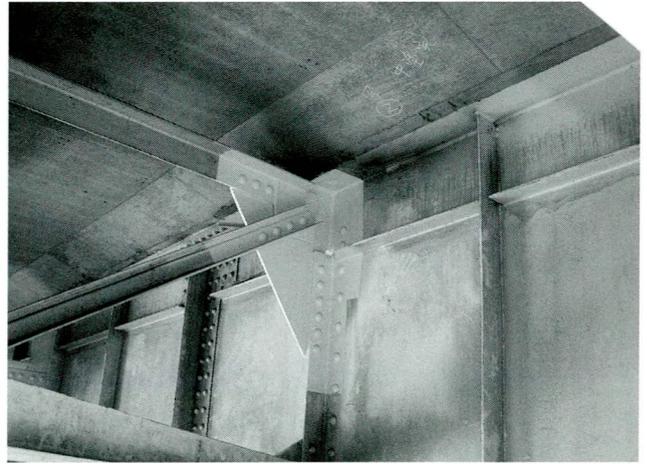


写真-23 施工完了

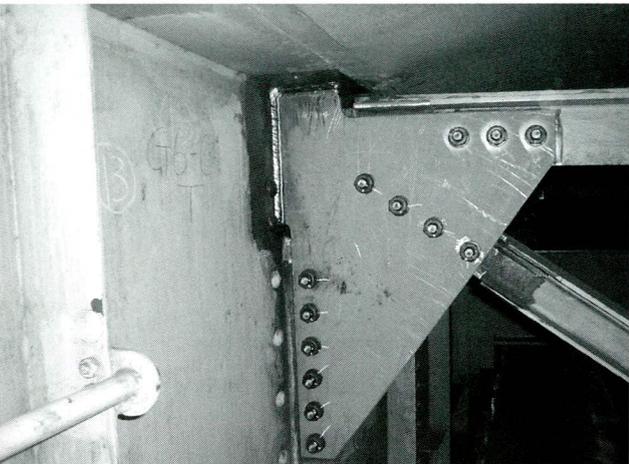


写真-21 取付完了

- ① 本作業前に施工試験を行い、溶接施工性等問題がないかを確認した。
- ② 溶接施工試験時にテストピースを作成し、それを見本として溶接作業を実施。
- ③ まわし溶接部及び止端部の仕上げについて特に入念に実施した。
- ④ 溶接後は超音波探傷試験にて、欠陥が無いことを確認した。

最後に、本工事の施工に当たりご指導いただきました中日本高速道路株式会社・横浜支社富士管理事務所の関係各皆様方に深く感謝し、紙上を借りてお礼申し上げます。

2005.12.26 受付

柳沢第一橋と根古屋橋の2橋の工事という厳しい工期の中での施工であったが、満足いく品質の施工ができたと思う。今回の工事におけるの要点を下記に示す。

磐城舞子橋の桁端部取替工事

Replacement Work of Girder-Edge of Iwaki Maiko Bridge

沓掛 靖夫*¹ 新田 政司*² 永見 研二*³
 Yasuo KUTSUKAKE Masashi NITTA Kennji NAGAMI

Summary

The webs and bottom flanges of the main girder-edge section of the bridge suffered reduction of thickness due to corrosion as well as erosion due to water leakage from the road surface, leading to buckling of the webs. Reinforcing the buckled webs with supporting plates or replacing the buckled webs was discussed. As the thickness of the bottom flange was reduced due to corrosion, the throat thickness for welding the bottom flanges with the webs was very limited, and as the improvement work had to be done while the bridge was in use, all the loads were supported by vents to remove the corroded sections in an L-shape, and new members of the same shapes were mounted.

キーワード：腐食、塩害、座屈

1. まえがき

本橋は豊間・四倉線の夏井川河口に架かる単純合成箱桁7連で、昭和38年3月に、架設、竣工、約42年供用した。

架設地は、磐城新舞子海岸で太平洋の海岸線に平行に架設されており、波しぶきまで数十mで、海塩粒子をまともに受ける橋梁である。

本報告書は、塩害腐食により、欠食した部位が、通行荷重、交通量の増加により、ウェブが座屈、下フランジの腐食部位の取替を供用下で行った工法を報告する。

2. 現況概要

位置	福島県いわき市平町大字下大越地内
路線名	豊間・四倉線
橋名	磐城舞子橋
橋格	1等橋
橋長	342.3m
支間長	40.0 + 5@50.0 + 51.5m
幅員	7.0m
上部構造	活荷重合成開断面単純箱桁
床版	鉄筋コンクリート床版 22.0cm
舗装	アスファルト舗装 5.0cm
本橋の一般図を図-1、全景を写真-1に示す。	

磐城舞子橋一般図

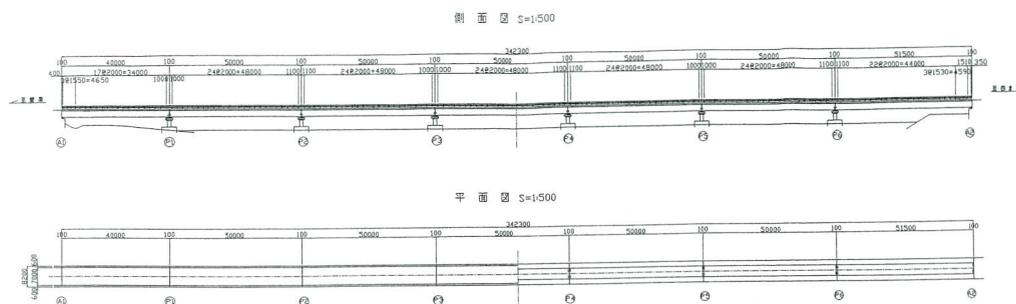


図-1 磐城舞子橋一般図

*1 宮地建設工業(株)建設本部保全部特別調査役

*3 宮地建設工業(株)建設本部保全部技術グループ

*2 宮地建設工業(株)建設本部保全部技術G.マネージャー



写真-1 磐城舞子橋全景

3. 腐食状況及び調査結果

A1橋台、A2橋台は地形的に海側からの風通しが悪く、桁に付着した海塩粒子が溜まりやすい状態にあり、更に路面の伸縮装置からの漏水が著しく、箱桁内にも下フランジに滞水し、腐食減厚していた。したがって、桁は常時、湿潤状態にあり、桁端支点部は縦断勾配が低く、ダイヤフラム、支点上の補剛材により滞水しやすい構造になっており、腐食が進行し、さらに減厚状況下での载荷により座屈した。

道路橋の塩害対策指針（案）（昭和59年2月（社）日本道路協会）によると、塩害対策を地域により考慮する範囲が決められており、当地は地域区分C、対策区分Ⅱに該当する。ただし、対策については新橋であり、供用中の橋については、そのような地形、気象・海象にあることを念頭に置いて鋼材の防食加工を施すことも配慮する事が必要である。

A2橋台の海側の座屈実測状況を写真-2に示す。



写真-2 座屈実測状況

実測値は（表-1）の通りである。また、箱桁内の腐食状況は、（写真-3）、（写真-4）の通りである。

表-1 実測値

単位 mm

	550	500	450	400	350	300	250	200	150	100
200	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
150	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
100	0	0	0	0	2	0	0	-2	-1.5	0
50	0	0	0	0	2	7	4	4	2	0
0	4	11	11	10	4	11	11	11	7	4

○ は座屈部を示す。



写真-3 箱桁内腐食状況（その1）



写真-4 箱桁内腐食状況（その2）

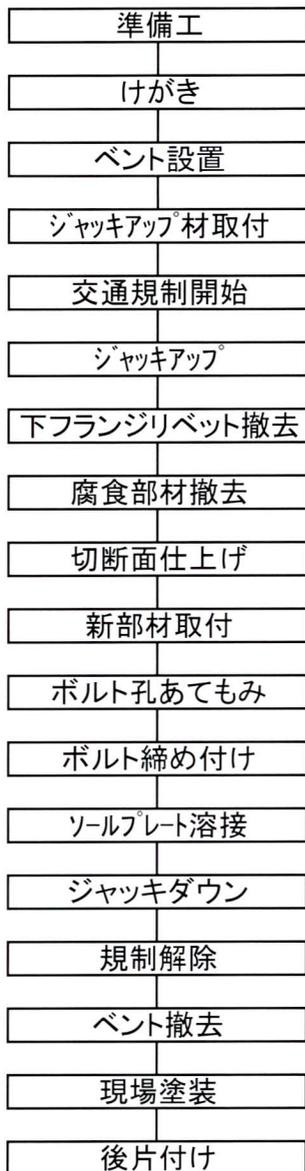


図-6 フローチャート

6. まとめ

本工事は、供用下で且つ開断面の支点部ウェブと下フランジの腐食部材をL形状で撤去し、上下の間隔が押さえられている中で、新規部材をはめ込む困難な作業であった。上は交通の影響がないように路面の高さを維持すること、下は支承の上巻の突起がありソールプレートを先に溶接しておく、横からはめ込めなどという問題があった。供用下での作業であり、路面の段差が許されないことから、慎重を喫した工事であった。

最後に、工事中色々とお世話になったいわき建設事務所の方々にお礼を申し上げる次第です。

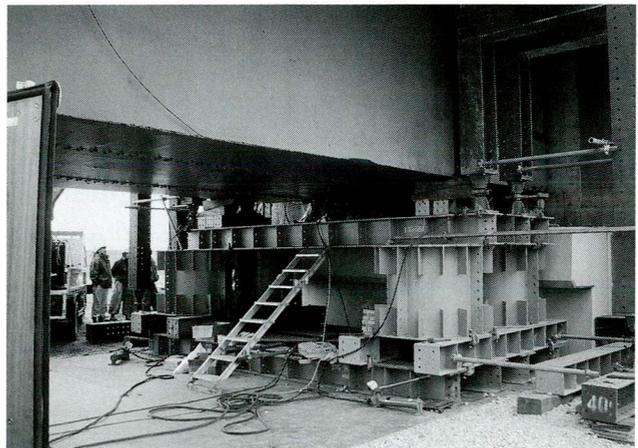


写真-5 ベント設置状況



写真-6 部材切断状況



写真-7 部材取付状況

鋼・コンクリート合成床版「QS Slab」のコンクリート充填性と非破壊検査による品質保証方法に関する検討

Concrete Filling Capacity and Quality Assurance Procedure Using Nondestructive Tests for Steel-Concrete Composite Slab (QS Slab)

飯野 元*¹ 上原 正*² 佐藤 徹*³ 林 暢彦*⁴ 内田 智文*⁵
Hajime IINO Tadashi UEHARA Toru SATO Nobuhiko HAYASHI Tomofumi UCHIDA

Summary

For maintenance management, a scheme for assessing the soundness of steel-concrete composite slabs is needed for deck slabs both during construction as well as those already in service. This paper reports the results of concrete filling capacity verification tests using a full-scale composite slab specimen as well as the effectiveness of the procedure for assuring the quality within concrete using nondestructive tests, in addition to their applicability to an actual bridge.

キーワード：QS Slab、充填性確認試験、非破壊検査

1. はじめに

近年、鋼橋の分野では合理化工法として少数主桁橋が提案され、これに伴い床版構造も長支間化とライフサイクルコスト縮減に対応する大きな耐荷力と高い疲労耐久性が要求されてきた。これらを満足する床版形式の一つとして鋼・コンクリート合成床版が開発され、適用事例も増えている。合成床版の特徴として、床版下面に配置される底鋼板が構造部材と床版施工時の型枠・支保工を兼ねることで、高耐荷力・耐久性と現場作業の省力化が図られることがメリットの一つとして挙げられるが、一方では底鋼板によってコンクリートの状態を目視により確認することができないことになる。合成床版の品質は鋼板パネルの構造およびコンクリート材料の特性よりコンクリートの施工に依存するところが大きく、耐荷力、耐久性など所要の性能を満足するためにはコンクリート充填性が確保されている必要がある。合成床版のコンクリート充填性は、施工要領に従った適切な施工を行い、それらのプロセスを管理することによって保証することを基本と考えるが、将来的には検査による品質保証が必要となるものと思われる。また、合成床版を維持管理する上でも合成床版の健全度を評価する必要があるため、コンクリート内部の損傷等を確認する手法の確立が望まれるところである。

これまで鋼・コンクリート合成床版QS Slab（以下、QSスラブと呼ぶ）は、合成床版の性能評価手法の提案¹⁾、水張り走行試験に基づく破壊形態の実験的検証²⁾、などを通じて、コンクリート充填性の確認とともに維持管理に有効となる検査方法の検討も行ってきた。本稿では、合成床版の実物大モデルを用いて実施したコンクリート充填性の確認結果^{3)、4)}の一例を示すとともに、充填性に関連する非破壊検査を用いたコンクリート内部の品質確認方法の有効性、および実橋床版への適用性に関する検討結果について報告する。

2. コンクリート充填性確認試験⁴⁾

(1) 試験概要

QSスラブは、主鉄筋方向の補強鋼材としてI形鋼を用いたT形断面のリブを有する構造に特徴がある。I形鋼の採用は、フランジ部の裏側がテーパーを有することで、コンクリート内部の気泡等が残留し難いように配慮したものである。また、底鋼板は一枚板でハンチプレートでボルト接合する構造としている。ハンチプレートと底鋼板の接合部には、コンクリートが廻り込むような配慮からフィラープレートを用いており、このような構造もQSスラブの特徴の一つであると言える。

*¹生産本部設計部設計二課

*²工事本部工事計画部担当課長

*³生産本部技術研究所技術開発課長

*⁴生産本部技術研究所技術開発課

*⁵生産本部設計部設計一課

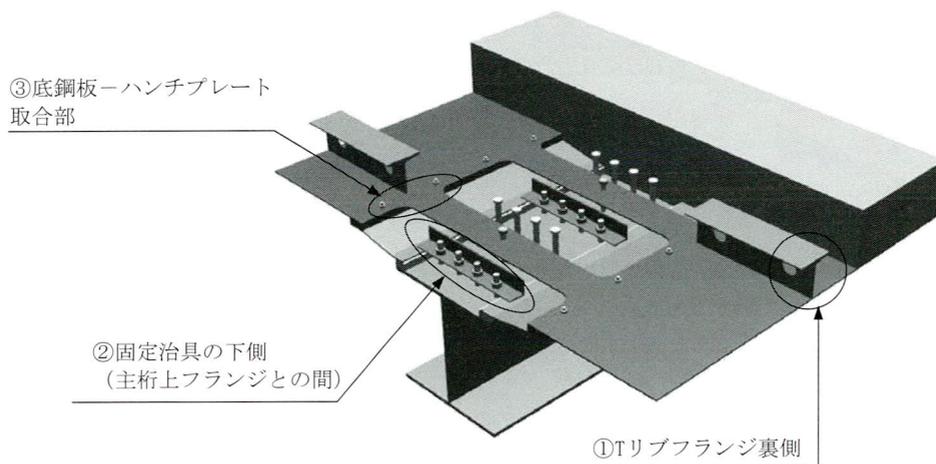


図-1 試験体におけるコンクリートの充填性の着目点

コンクリート充填性確認試験は、実物大モデルの試験体を用いて実施工を想定した施工要領によりコンクリートの打ち込みを行い、QSスラブの構造およびコンクリート施工要領に問題がなくコンクリートが十分に充填されることにより所要の品質を満足することを確認するために行ったものである。施工要領は特にバイプレータの振動時間をパラメータとし、5秒または10秒とする場合の比較を行い、構造的には図-1に示す箇所を主な着目

点としている。

(2) 試験要領

コンクリート充填性試験のフローおよび試験体の状況イメージを図-2に示す。なお、実施工を想定し、床版に打継部を設けるため試験体のコンクリート打ち込みは2度に分けて行うものとした。

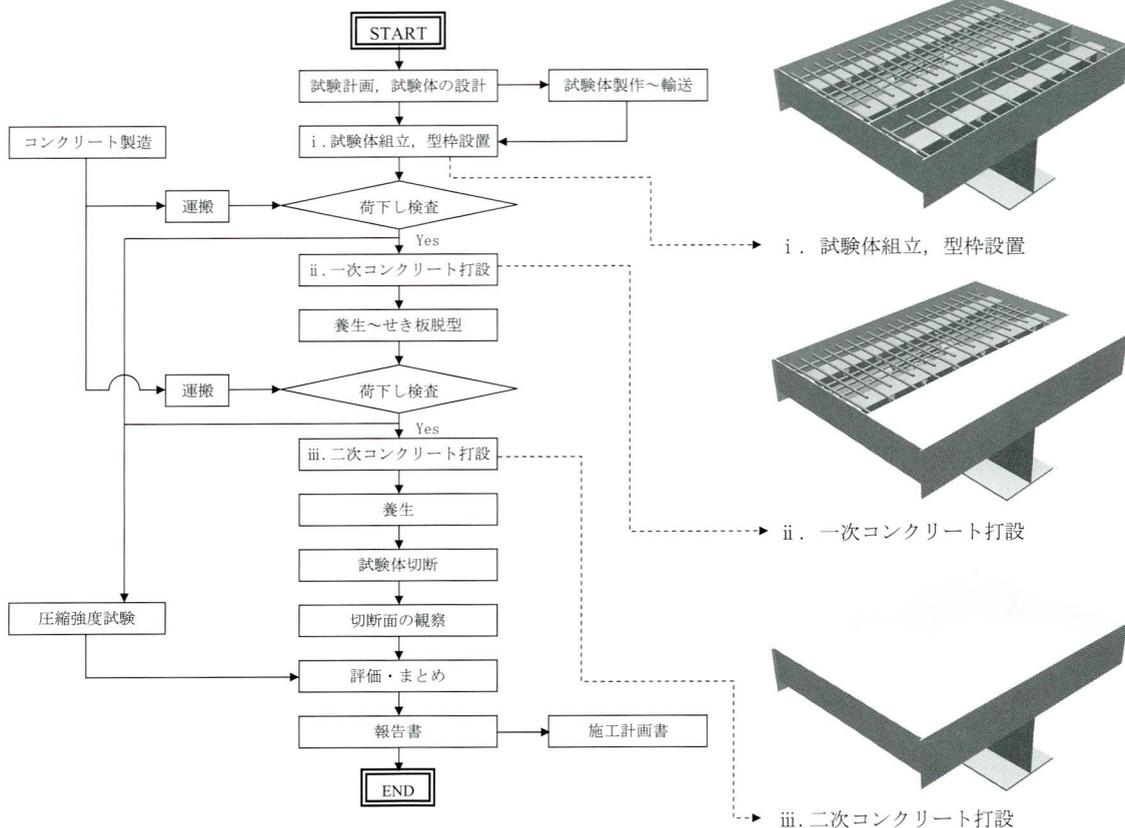
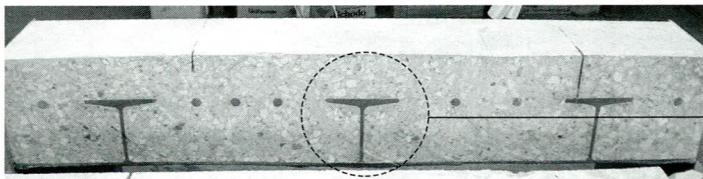
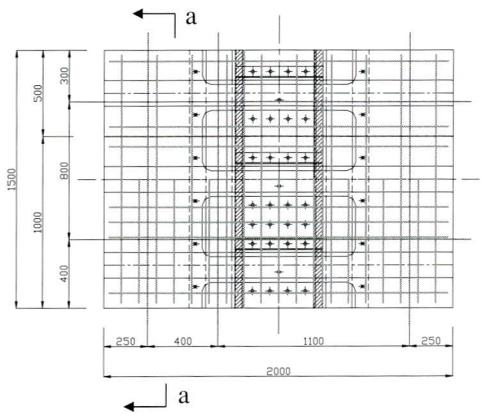
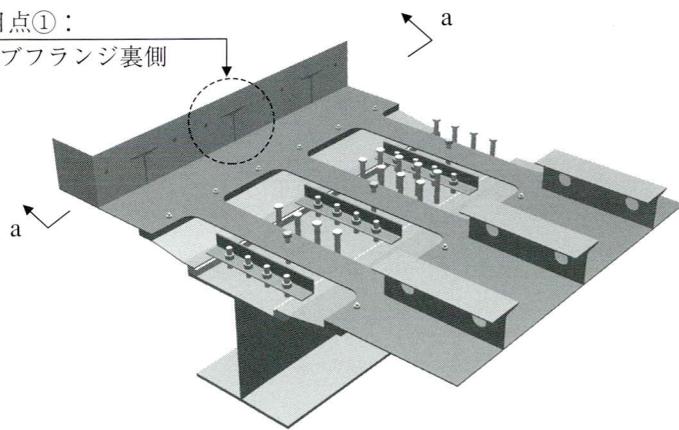


図-2 コンクリート充填性確認試験のフロー

着目点①：

Tリブフランジ裏側



a-a断面

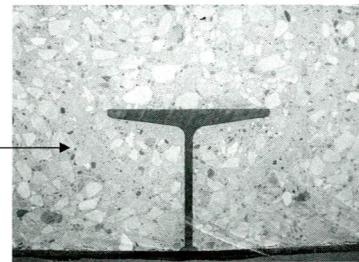
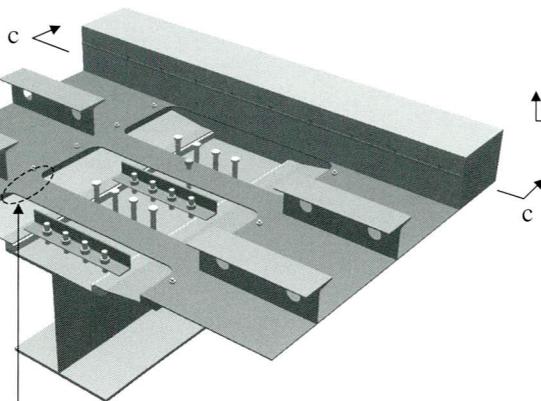
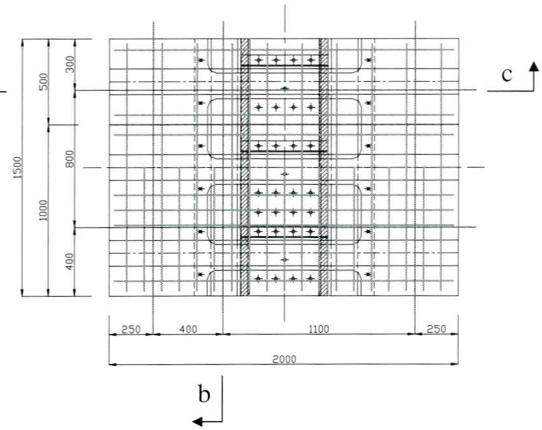


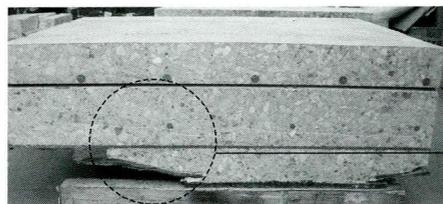
写真-1 Tリブフランジ裏側のコンクリート充填状況



着目点②：底鋼板－
ハンチPL取合部



b-b断面



c-c断面

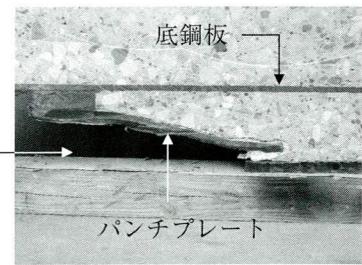
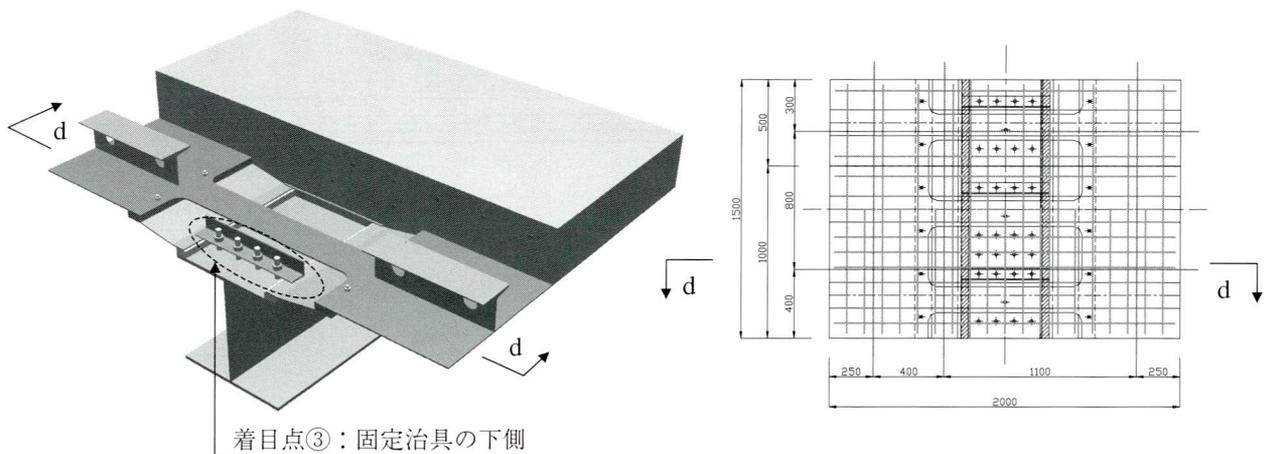
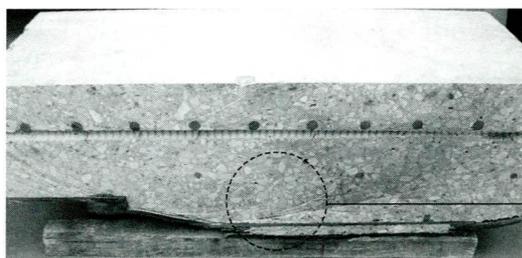


写真-2 底鋼板－ハンチプレート取合部のコンクリート充填状況



着目点③：固定治具の下側



d-d断面

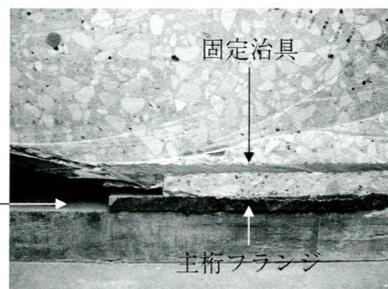


写真-3 固定治具下側のコンクリート充填状況

(3) まとめ

コンクリート充填性確認試験のまとめを以下に示す。

1) QSスラブの構造

QSスラブの構造において充填不良の生じる恐れのある箇所として、①Tリブフランジ裏側（写真-1）、②底鋼板-ハンチプレート取合部（写真-2）、③固定治具の下側（写真-3）に着目して充填性の確認を行った。

切断面の観察により、①～③の着目点で大きな気泡や空隙は認められなかった。また、着目点以外の部分においても残留気泡等は確認されなかった。したがって、QSスラブの構造が充填性に対して特に問題となることはないことが確認できた。

2) コンクリートの施工要領

試験ではバイブレータの振動時間に着目し、振動時間5秒と10秒の場合の比較を行った。切断面の観察結果より、振動時間が5秒および10秒の場合ともに、断面の骨材分布はほぼ均一であることを確認した。したがって、バイブレータの振動時間を5秒～10秒の範囲内とするこ

とで、所定の品質のコンクリートが施工できるものと考ええる。また、コンクリート打継部は適切な品質であることを確認した。

3. 非破壊検査による品質保証方法の検討

連続合成桁の中間支点部に着目した合成床版負曲げ輪荷重走行試験²⁾では、底鋼板の打音検査を実施したところ比較的広い範囲に打音時の反響音の違い（異音）があり、輪荷重走行試験以前の負曲げ荷重の静的載荷によって底鋼板とコンクリートとの間に付着劣化が発生していることが分かった。これは後に実施した切断面の観察によって剥離であることを確認しているが、このような状況が実橋の床版に生じた場合、底鋼板の存在により目視での確認ができなため、剥離か未充填かの判断が困難となる。そこで、合成床版のコンクリート充填性確認試験体³⁾を用いて、これらの現象を非破壊検査によって検出し、事象の特定および補修の要否を判定するための検討を行うものとした。

表-1 QSスラブに想定される事象のパターン

打音による異音なし			打音による異音あり			
健全	空隙 (床版内部)		剥離	剥離+空隙 (下面側)	剥離+空隙 (床版内部)	
パターン①	パターン②	パターン③	パターン④	パターン⑤	パターン⑥	パターン⑦
一般部	一般部	一般部	一般部	一般部	一般部	一般部
ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部

凡例 ■ : 空隙
----- : 剥離

(1) QSスラブに想定される事象

QSスラブでは、コンクリートが充填された健全状態、合成床版の性能上は問題とならない底鋼板とコンクリートの剥離、または補修を要する空隙などの事象について、構造と発生部位との関連性をあわせて想定した結果、表-1のように整理される。

(2) 試験体による調査

1) 試験体の概要

調査に用いる試験体³⁾の形状とその寸法を図-3に示す。QSスラブに想定される事象をもとに、健全部(パターン①)および剥離部(パターン④)は試験体より部位を選定し、空隙部はドリル等で人工的に設け、非破壊検査により確認を行うものとした。

試験体に設けた空隙のモデルを表-2に示す。

2) 調査方法

一般に、コンクリート構造物の内部欠陥の検査に用い

られる非破壊検査としては、超音波法、衝撃弾性波法、打音法、サーモグラフィ法、電磁波レーダ法、X線透過法などが挙げられる⁵⁾。これらのうち、コンクリート底面側および内部欠陥の検出が可能である超音波探傷法による調査が有効と考え、図-4に示す3種類の方法による比較を行うものとした。

また、打音法も簡易かつ低コストな検査方法として有

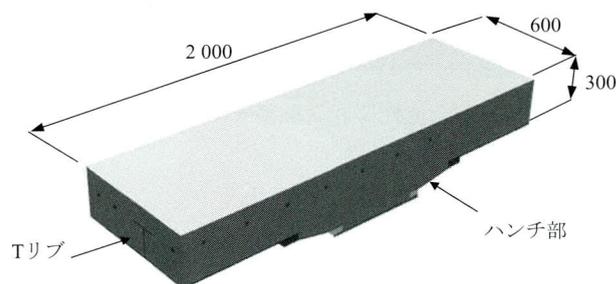


図-3 試験体の形状・寸法

表-2 試験体に人工的に設けた空隙モデル

パターン② (パターン⑥)	パターン③ (パターン⑦)	パターン⑤	パターン⑤'
Tリブ間	Tリブ部	Tリブ間	ハンチ部

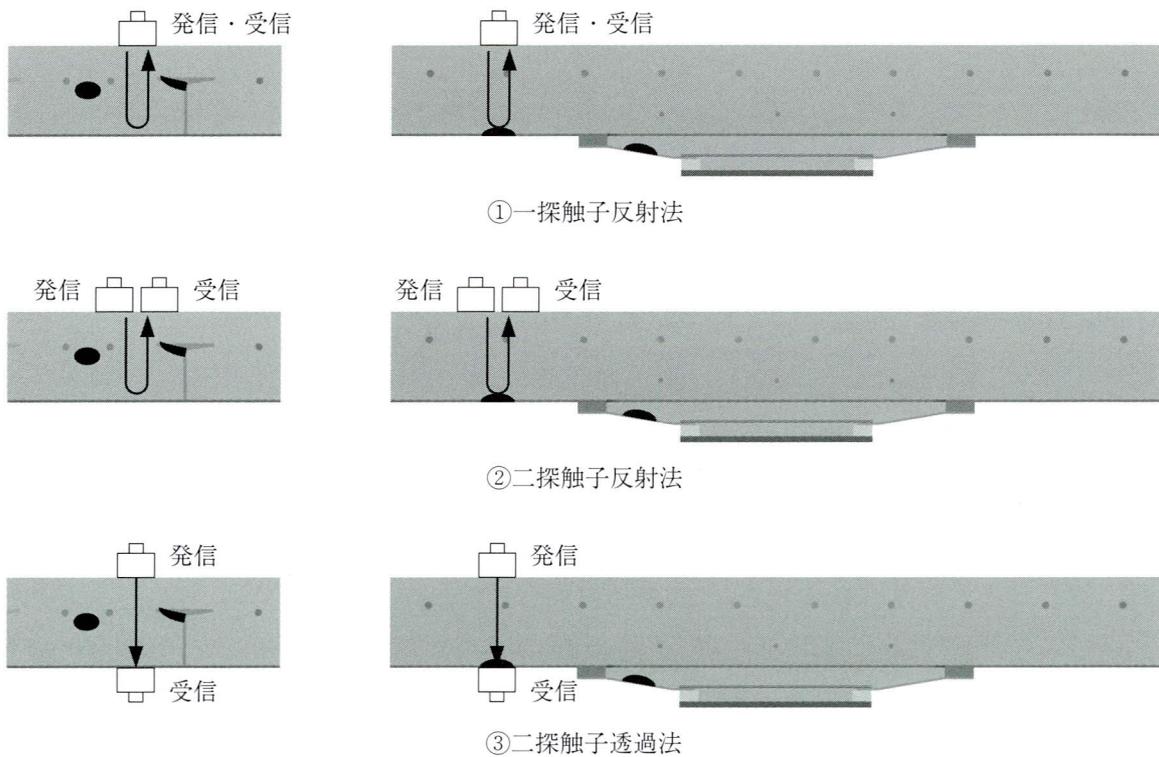


図-4 超音波探傷法による調査要領

効と考えられるが、定量的な評価が困難であるという問題がある。そこで、コンクリートの圧縮強度を簡易的に推定する方法として広く実用化されているシュミットハンマーによる反発硬度測定を応用することを考えた。この方法による強度の推定精度は必ずしも高くはないが、コンクリートの品質に大きな異常が生じていないかどうかを確認するという目的に対しては十分有効であるとされている⁶⁾。合成床版において異音発生箇所に対するシュミットハンマーによる反発硬度の測定を行ったところ、異音のない箇所との明らかな反発硬度の違いが確認されたことから、健全部との相対比較によって、比較的簡易な方法で合成床版底鋼板部の欠陥を検出できる可能性があると考えた。そこで、シュミットハンマーを用いた反発硬度法による調査もあわせて実施するものとし

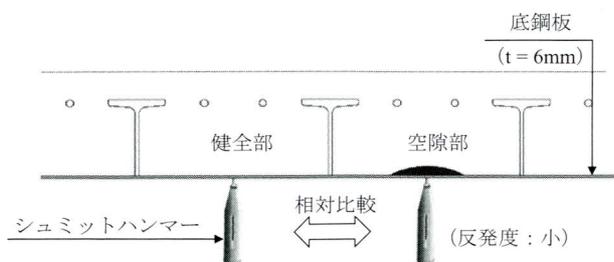


図-5 反発硬度法による調査要領

た。図-5にその調査要領を示す。

3) 調査結果

(a) 超音波探傷法（一探触子反射法）

一探触子反射法による波形図の例を図-6に示す。

一探触子反射法では、健全部および剥離部においてはコンクリート底面からの反射エコーが得られたが、空隙部はその位置に関係なく波形が乱れ、空隙の位置や大きさを特定することはできなかった。また、Tリブ位置では、鋼材の影響によりコンクリート内部の状態を波形から推測することはできなかった。

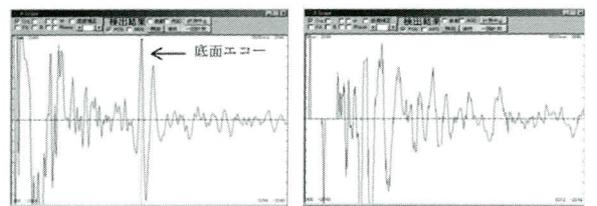


図-6 一探触子反射法による波形図

(b) 超音波探傷法（二探触子反射法）

二探触子反射法による波形図の例を図-7に示す。

二探触子反射法では、健全部もしくは剥離部のコンクリート底面での反射エコーは、一般部と同様にハンチ部でも得られており、QSスラブの鋼材位置や構造に関わらず床版の健全度が評価できると思われる。また、超音波波形と試験体の鋼材または空隙位置との対比によって、これらの位置関係を確認することができており、このようなキャリブレーションや設計寸法を確認することによって、実橋床版でもコンクリート内部の状態を推定できると考えられる。

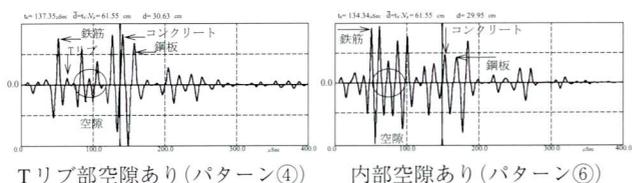


図-7 二探触子反射法による波形図

(c) 超音波探傷法（二探触子透過法）

二探触子透過法による波形図の例を図-8に示す。

二探触子透過法では、健全部では透過エコーが得られるものの、底鋼板とコンクリートとの間に剥離が生じた

場合は全く波形が得られなかった。コンクリート内部の状態の評価に関しては、剥離が生じていれば透過エコーが得られないため、空隙か剥離かの特定は不可能である。

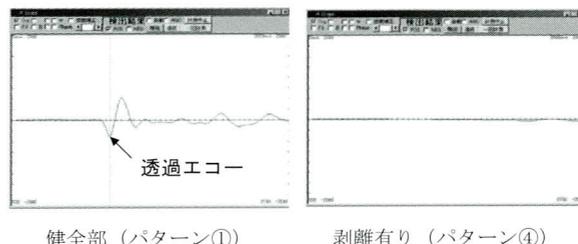


図-8 二探触子透過法による波形図

(d) 反発硬度法

シュミットハンマーを用いて、底鋼板側からの反発硬度を測定した結果を図-9に示す。

打音検査によって異音のない箇所は、コンクリートが充填され明らかに反発硬度が高い。同じように、空隙の位置では明らかに反発硬度は低い値となっている。ただし、異音発生範囲においては反発硬度は大きくばらついており、特定は困難である。また、試験後の負曲げ輪荷重走行試験体³⁾を用いて、シュミットハンマーによる硬

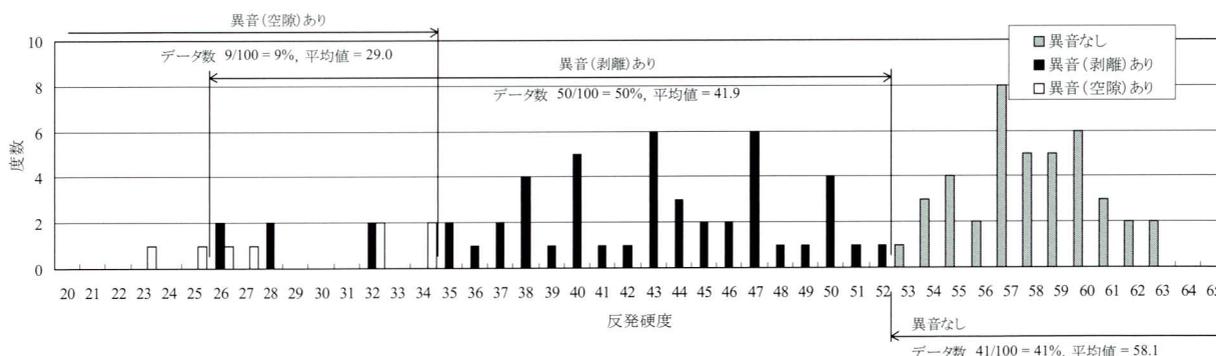


図-9 合成床版試験体での反発硬度測定結果

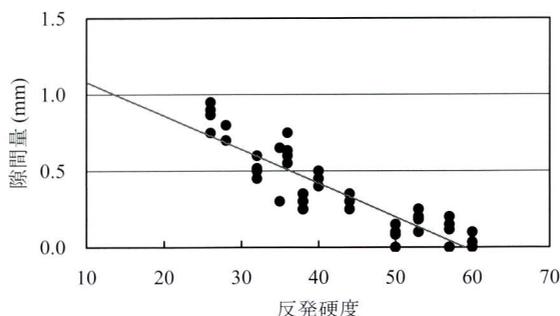


図-10 底鋼板の反発硬度と隙間量の関係

表-3 調査結果の一覧

想定される事象		打音による異音なし			打音による異音あり			
		健全	空隙 (床版内部)		剥離	剥離+空隙 (下面側)		剥離+空隙 (床版内部)
		パターン① 一般部	パターン② 一般部	パターン③ 一般部	パターン④ 一般部	パターン⑤ 一般部	パターン⑥ 一般部	パターン⑦ 一般部
調査方法		ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部	ハンチ部
適用性								
超音波探傷法	①一探触子反射法	●	○(一般部) ×(ハンチ)	×	○(一般部) ×(ハンチ)	×	×	×
	②二探触子反射法	◆	○	○	○	○	○	○
	③二探触子透過法	▲	○	×	×	×	×	×
	④反発硬度法	◎	○	×	△	△	×	×

凡例 (調査の有効性) ○:有効, △:条件により有効, ×:無効
(実橋への適用性) ◎:良, ●:やや良, ◆:可, ▲:困難

度を測定した後に底鋼板に孔をあけ、底鋼板とコンクリートとの隙間の実測を行った。この結果では、反発硬度と隙間量には関連性が見られ、今後より多くのデータを集積することにより、健全度評価に繋がることを期待できると考えられる。

(3) 検討結果のまとめ

非破壊検査を用いた合成床版の品質保証に関する有効性、および実橋床版への適用性について、表-3に整理する。

超音波探傷法による調査では、一探触子反射法では健全か剥離か確認できるが、コンクリート内部や底鋼板上面の空隙は確認することができず、Tリブ等の鋼材位置でも内部の状態を把握できない。これに対して二探触子反射法は、Tリブフランジ下面の空隙を含む内部欠陥のみならず、底鋼板上面の空隙とその大きさ、位置の推定が可能である。また、ハンチ部の健全性や空隙の有無を確認することも可能である。二探触子透過法では、底鋼板とコンクリートに剥離が生じている場合には透過エコーが得られないため、空隙の特定はできない。

合成床版底鋼板下面からのシュミットハンマーを用いた反発硬度法は、事象によって明らかな差異が生じることは分かったが、この方法のみで品質を保証することは困難である。ただし、実橋での第一段階の調査として範囲を絞る作業には有効であろうと考えている。

4. おわりに

QSスラブのコンクリート充填性確認試験と非破壊検

査による品質保証方法の検討から、目視では確認できない合成床版内部の状態に関して、ある程度コンクリート内部の状態が把握できること、品質保証が可能であることが分かった。今後も検討を継続して行うことにより、合成床版の品質管理および維持管理に対して有用な資料となっていくものと期待している。しかしながら、コンクリートの充填性は施工段階で良好であることを保証する必要があり、そのためには施工管理やプロセス管理を適切に行うことが最も重要であることは言うまでもない。

本検討の実施に当たり、多くの方々に多大なるご協力をいただいた。ここに感謝の意を表する次第である。

<参考文献>

- 1) 宮地・大豊異工種建設工事共同企業体:亀泉高架橋工事技術評価検討委員会資料, 平成16年11月
- 2) 宮地鐵工所・災害科学研究所:連続合成桁の中間支点部に着目した合成床版負曲げ輪荷重走行試験 試験報告書, 平成16年3月
- 3) 宮地鐵工所:大高跨線橋(鋼上部工)工事 合成床版・充填性確認試験 試験報告書, 平成15年5月
- 4) 宮地・日立JV:OE33工区上部工事 合成床版・充填性確認試験 試験報告書, 平成17年1月
- 5) 土木学会メンテナンス工学連合小委員会編:社会基盤メンテナンス工学, 東京大学出版会, 2004年3月
- 6) 独立行政法人土木研究所, 日本構造物診断技術協会編著:非破壊試験を用いた土木コンクリート構造物の健全度診断マニュアル, 技報堂出版, 2003年10月

2005.11.7 受付

レンズ形スペーストラス橋の設計および製作

Design and Fabrication of Lens-shaped Space Truss Bridge

君島 信夫*¹ 千葉 正幸*²
 Nobuo KIMIJIMA Masayuki CHIBA

Summary

The Sumpu Yume Hiroba (a pedestrian bridge) has a special structure called a lens-shaped space truss for the sake of landscape. This report describes structural studies on fabricating workability while maintaining the shape and accuracy using assembly jigs.

キーワード：レンズ型トラス，スペーストラス，デザイン性，人道橋，木床版

1. 橋梁概要

本橋は静岡県内の温泉リゾート施設「すんぷ夢ひろば（徳川ミュージアム）」に架かる、デザイン性を重視した人道橋である。支間長39.2m、有効幅員4.0m、総鋼重30tの単純トラス橋であるが、側面形状がレンズ形、主構断面が逆三角形の特殊な構造となっている。

構造型式：レンズ形スペーストラス橋

支間長：39.2m、有効幅員：4.0m、床版：木床版

主構高：Hw = 0.6 ~ 2.4m（支間中央のライズ0.9m）

主構幅：Bw = 1.2 ~ 3.7m（支間中央のライズ1.3m）

外見の形状は大分県別府市に架かる「イナコスの橋」に類似するが、当該橋梁は圧縮側となる上弦材に、床版を兼ねた無垢の石材を使用している。木床版では作用する圧縮力に耐えられず、その構造型式を適用するのが困難であった。そこで、上路式曲弦トラスを変形したレンズ形トラスと、スペーストラス（3次元の鋼トラス）の融合案を提案した。

2. 基本構造の検討

(1) 格点構造

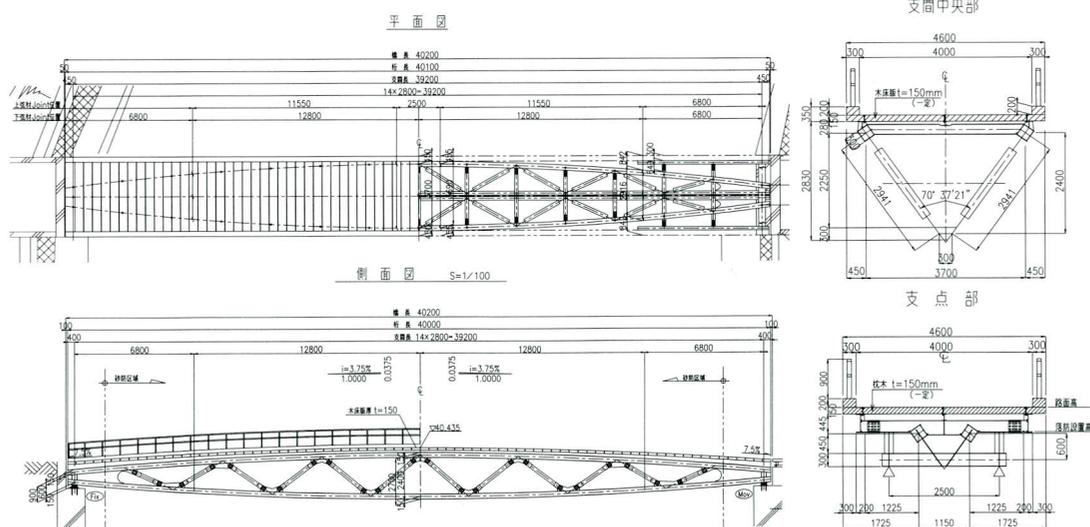


図-1 構造一般図

*¹生産本部設計部設計2課

*²松本工場生産本部製造部製造課長

表-1 格点構造

	①パイプ分岐継手構造	②ガセット式継手構造
構造図		
長所	材料コスト、美観	製作コスト、製作施工性
短所	製作施工性	美観

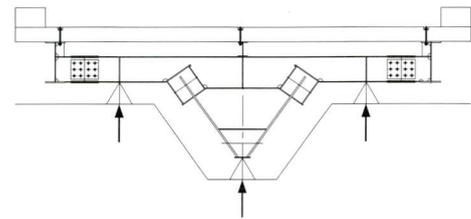
格点構造には、表-1に示すように下弦材・斜材とも鋼管を用いた①パイプ分岐継手構造が考えられるが、切断・組立精度の確保が困難であり、溶接ビードがラップするなど、構造上の問題があった。そこで、斜材のみ鋼管を用いた②ガセット式継手構造を採用した。

(2) 主構断面

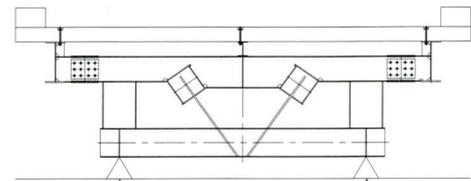
部材間の取合いに配慮して、図-2に示すように上下弦材のウェブ面が腹材面（図中太線）と同一面になるよう、上弦材を傾け、下弦材を逆台形断面としている。

また、図-3に示すように主構高が曲線的に変化するため、腹材面（図中太線）が捩れないように、左右腹材面がなす交角 θ を一定（ $\theta = 70^\circ 37' 21''$ ）に保っている。その結果、上弦材間隔も放物線状に変化し、主構は船底状の形状を呈する（図-1の平面図を参照）。

この構造では、図-4に示す主構断面投影図において、腹材面（図中太線）が面外方向に推移していくため、上弦材のフランジだけでなく、ウェブも曲面となる。上弦



(1) 3点支持構造の場合



(2) 2点支持構造の場合

図-5 端支点構造

材の投影線（図中点線）にウェブ面を傾ければ、上弦材は一平面上に存在し、フランジのみ曲面となって、製作施工性も確保できたと考える。

(3) 端支点構造

下弦材のみに支承を配置する1点支持構造では、橋体が不安定となる。図-5(1)に示すように転倒防止用として、両側に2支点を追加した3点支持構造の場合、鉛直反力の分担が不明確であり、下部工の施工性も悪くなる。そこで、図-5(2)に示すように、端支点上に剛な横梁を設け、安定する2点支持構造とした。

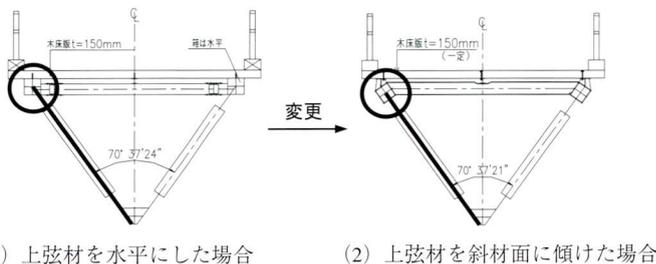


図-2 弦材断面図

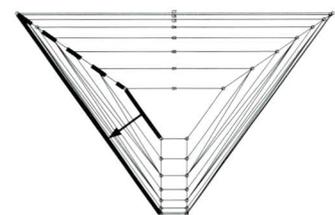


図-4 主構断面投影図

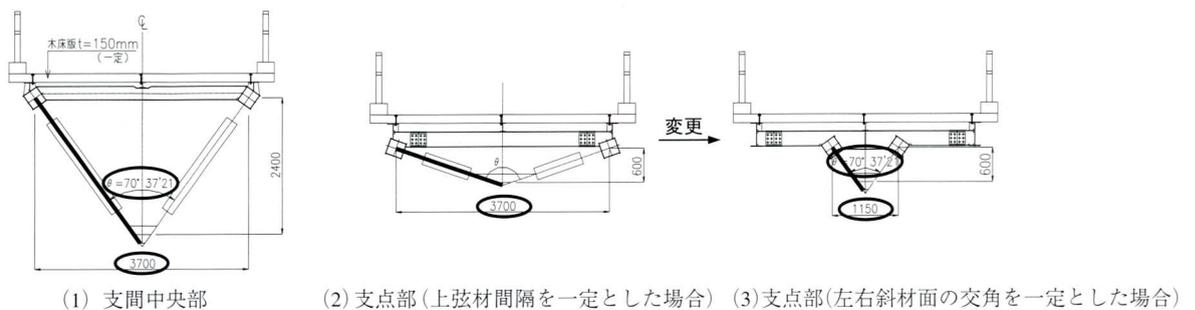


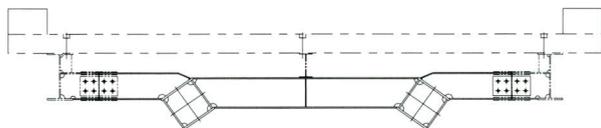
図-3 主構高の変化に伴う腹材面

3. 構造詳細の検討

(1) 横桁ブラケットの検討

上弦材に取り合う横桁ブラケットの構造として、**図-6**に示す2案が考えられるが、製作に配慮して、2)横桁上フランジを通す構造とした。

- 1) 曲げ加工した横桁ブラケットが弦材に取り付く構造



- 2) 横桁上フランジを通す構造 (採用)

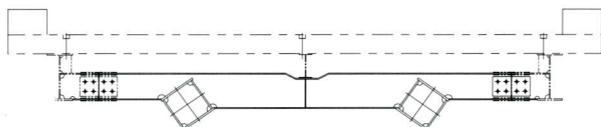
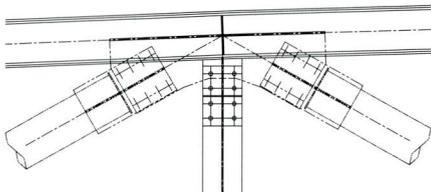


図-6 横桁ブラケットの検討

(2) 上弦材下フランジと斜材ガセットPLとの取り合い

斜材ガセットPLは1)長尺の下フランジに差し込む構造と、2)下フランジを分割して、板継ぎする構造が考えられる (**図-7**)。今回、組立が容易な2)下フランジを分割して、板継ぎする構造を採用することとした。

- 1) 上弦材下フランジに斜材ガセットPLを差し込む構造



- 2) 上弦材下フランジを分割して、板継ぎする構造 (採用)

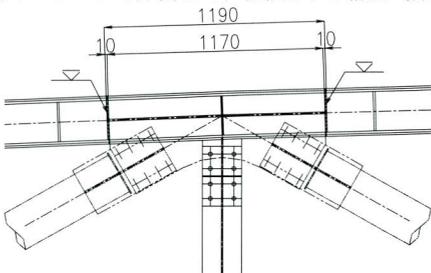


図-7 上弦材下フランジと斜材ガセットPLの取り合い

(3) 上弦材の開先形状

通常トラスにおける弦材は、**図-8**に示すようにコ形の状態の内側を溶接後、残りの2辺を外側からグループ

溶接する組立順序が考えられる。今回は溶接による部材の歪みを少なくするため、先に口形に組み立て、4辺とも外側からグループ溶接する開先形状とした。

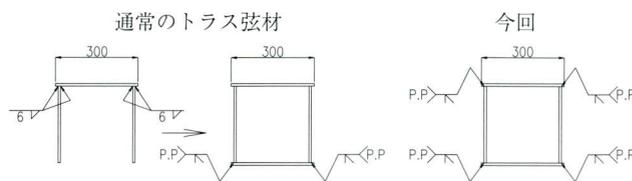


図-8 上弦材の開先形状

4. 製作

主構が曲面の組み合わせで直線部分がないため、組立・矯正を行う際、どこを基準にし、どう測定するかが大きな課題であった。橋梁全体の精度を確保するため、以下のような対策を行った。

(1) 罫書・板取り

原寸データは外面罫書とし、全てCL罫書切断を行った。シャー会社から材料が入荷した際、切断時に発生した曲がりを1mm以内に矯正してから、次作業を行った。

(2) 継手部の切断、孔明の検討

部材断面が小さく、曲面の組み合わせのため、後切りとし、孔明は仮組立時に当てもみすることとした。

(3) 形状保持材の追加

形状保持材を格点間、斜材 Guss.PL 両端に追加した。

(4) 組立治具 (**図-9**)

治具上で組立・溶接・矯正を行えば精度が上がると判断し、組立治具を採用した。治具は上弦材5種類 (**図-10**)、下弦材1種類、端部材1種類を製作した。

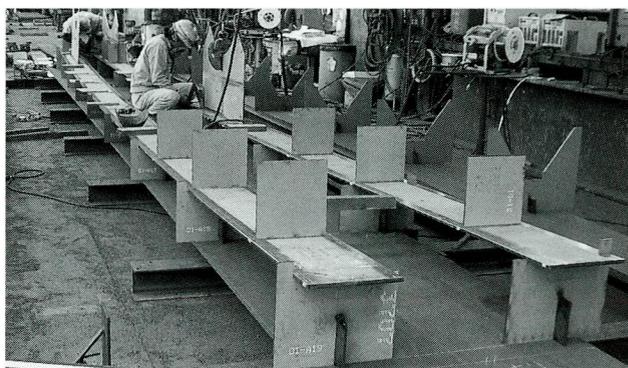
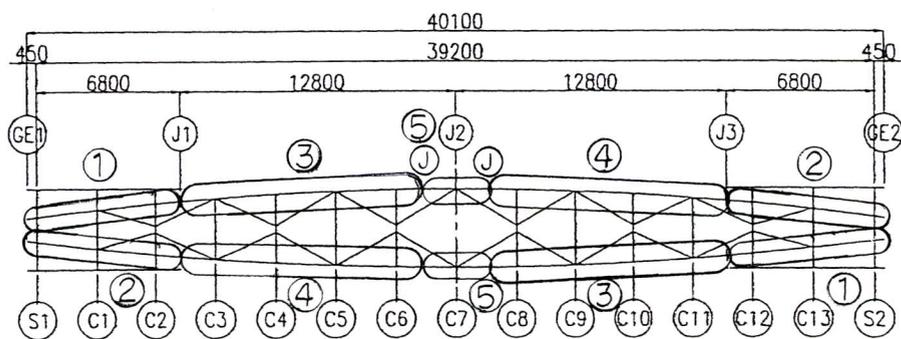


図-9 組立治具

－製作工程－

- 1) 罫書
- 2) 先組立 (治具上で組立)
- 3) 先溶接
- 4) 矯正 (治具上で矯正)
- 5) 後組立 (治具上で組立)
- 6) 後溶接
- 7) 後矯正 (治具上で矯正)
- 8) 端部材の組立
- 9) 端部材の溶接
- 10) 端部材の矯正



図－10 上弦材組立治具分割図

<参考文献>

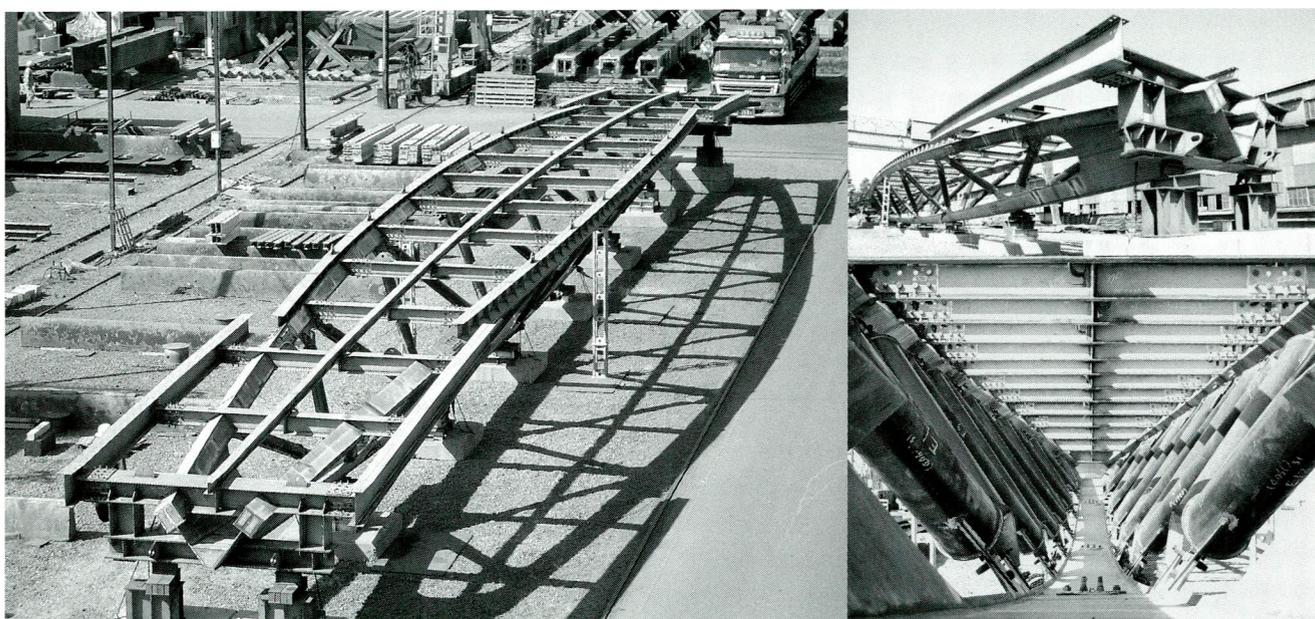
- 1) 篠原修編集：景観デザインレポート1994/1999, pp.29, 景観デザイン研究会, 1999.
- 2) 平良敬一編集：造景, pp.64-69, 建築資料研究所, 1996.
- 3) 成瀬輝男：鉄の橋百選, pp.136-137, 土木学会鋼構造委員会, 東京堂出版, 1994.
- 4) 川畑篤敬他：パイプトラス橋の新形式格点構造, NKK 技報, pp.16-20, 2001.12.
- 5) 坂井逸朗, 春日昭夫：スペーストラス橋の新しいコンセプト, 橋梁と基礎, pp.68-71, 2002.8.

5. おわりに

デザイン性重視の特殊な構造型式を設計する機会に恵まれ、貴重な業務経験をする事ができた。今後、十分に検討を重ねた上で、新構造型式の考案に活かしたいと考える。

また、本工事の製作が思った以上にスムーズにできた理由として、様々な部署の協力を得て、事前に十分な検討を行ったことが挙げられる。今後も今回行ったような事前検討を怠らず、より良い製品を世に出す努力を続けたいと考える。

2005.12.20 受付



図－11 仮組立状況

東海道新幹線上の落下物防止柵および落下物防止板 —大高跨線橋（鋼上部工）工事—

Protection Fences and Arresting Plates for Stopping Objects Falling onto the Tokaido Shinkansen — Construction of the Oodaka Overbridge —

石井 高 広*¹ 鈴木 義 孝*²
Takahiro ISHII Yoshitaka SUZUKI

Summary

The Oodaka Overbridge situated between the Nagoya-minami IC and the Arimatsu IC on the Higashimeihan Expressway consists of four-span continuous non-composite box girders and composite deck slabs. The bridge runs across the Tokaido Shinkansen and Tokaido Line which are key railroad arteries of the country. Accordingly, safety measures during erection as well as after entry into service were important. Moreover, flexible application of future-type forms was needed including noise barrier with satisfactory workability. The present paper introduces various considerations to solve these problems and an actual construction example.

キーワード：東海道新幹線，落下物防止柵，落下物防止板，QS スラブ

1. はじめに

日本道路公団中部支社発注の大高跨線橋は、東海道新幹線および東海道本線という極めて重要な鉄道を跨ぐ、橋長 265 m の 4 径間連続非合成箱桁橋（1Box 桁）である。床版は QS スラブであり、東海道新幹線を跨ぐ初の合成床版である。JR 上は安全面を最重要視するため、合成床版パネルを搭載した送出し架設が採用され、さらに新幹線上は落下物防止柵支柱を先行して設置させた状態での送出しとなった。また、供用時の落下物防止を目的とした落下物防止板を設置する等様々な制約が課せられた。本報告はその際の検討事項等を紹介するものである。

幅 員：（全幅員）9.850m、（有効幅員）8.880m
工 期：平成 14 年 9 月 19 日～平成 17 年 10 月 2 日



図-1 位置図

2. 工事概要

大高跨線橋の橋梁諸元を以下に示す。

また位置図を図-1、断面図及び側面図を図-2,3に示す。

工 事 名：東名阪自動車道

大高跨線橋（鋼上部工）工事

施工場所：愛知県名古屋市大高町

橋梁形式：鋼 4 径間連続非合成箱桁橋

支 間 長：59.400m + 71.000m + 71.000m + 62.300m

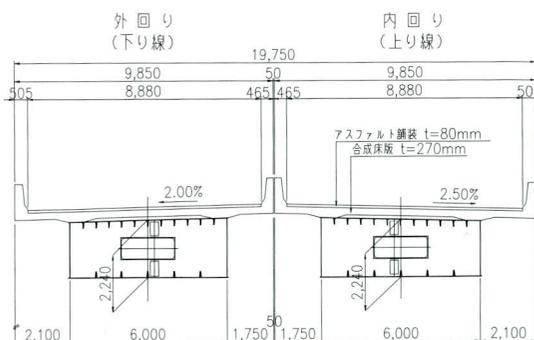


図-2 断面図

*¹生産本部設計部設計二課

*²生産本部設計部担当課長

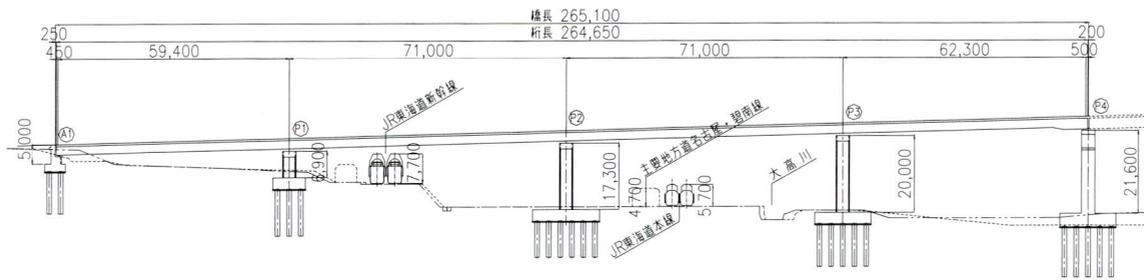


図-3 側面図

3. 検討事項

3.1 送出し架設時の安全性向上対策

安全対策上、新幹線上空には落下物防止柵を設置するが、新幹線上空では極力作業を少なくする必要があるため、合成床版パネルおよび落下物防止柵支柱を搭載しての送出し架設（写真-1）を行った。コンクリート打設は送出し架設後に行うため、支柱の先行設置については、特にその構造を工夫する必要があった。

(1) 控え材の設置

安全性を考慮して十分な支持力をもつ簡易な構造の控え材により、支柱が自立できる構造とした。控え材設置状況を写真-2、構造図を図-4に示す。

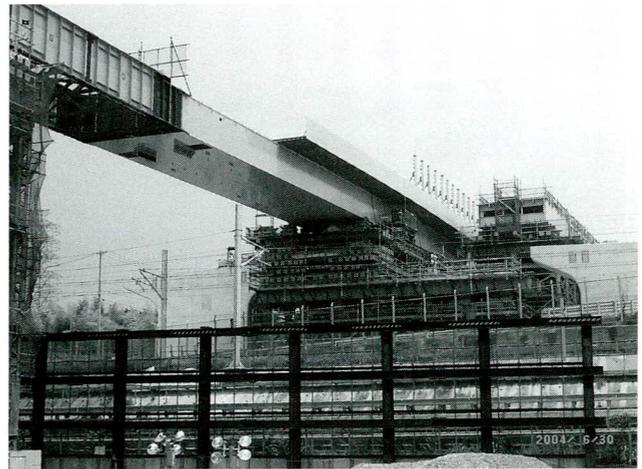


写真-1 新幹線上の送出し架設

(2) 側鋼板に設置した支柱固定治具

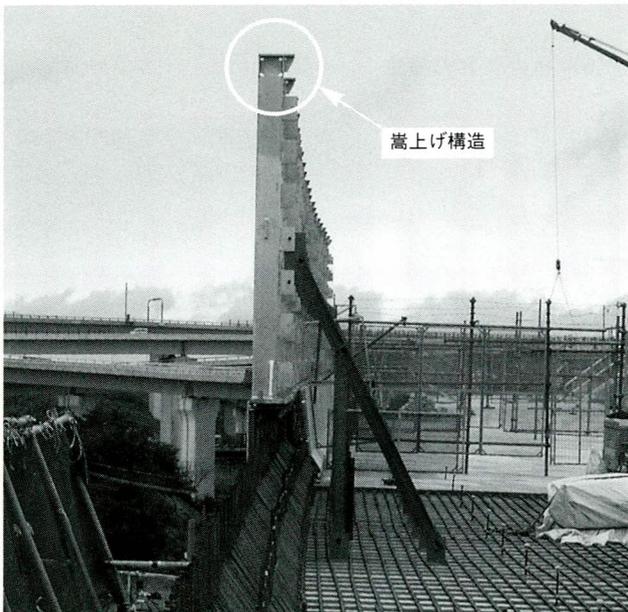


写真-2 控え材設置状況

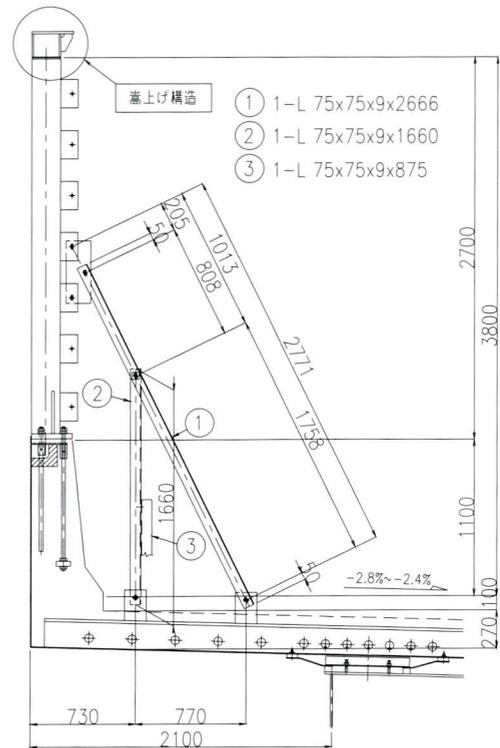


図-4 控え材構造図

落下物防止柵支柱の先行設置に伴い、合成床版の側鋼板に鋼製テンプレート（ $t=9\text{mm}$ ）を溶接付けし、四隅に設けた調整ボルト（M12）で支柱のベースプレートを支える構造とした。支柱固定治具を写真-3、落下物防止柵支柱設置状況を写真-4に示す。



写真-3 支柱固定治具

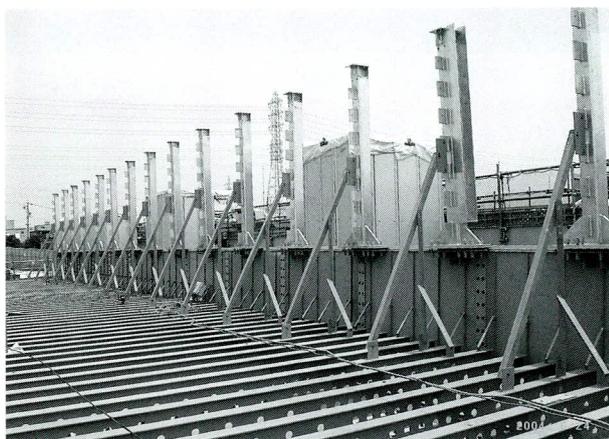


写真-4 落下物防止柵支柱設置状況

(3) 壁高欄打設を考慮した充填孔、隙間の確保

壁高欄打設時の施工性を考慮し、固定治具に充填孔（ 100ϕ ）および空気抜き孔（ 30ϕ ）を設け、さらに支柱ベースプレートと固定治具の間には、無収縮モルタルの施工性と支柱の高さ調整を考慮し、調整ボルトを用いて30mmの隙間を確保した。（図-5、6）

今回用いた固定治具は、9mmの鋼製テンプレートを使用し、四隅を調整ボルトで支持する構造としたが、支柱設置時にテンプレート中央付近が変形を起こしたため、今後同様な構造を採用する際は、板厚を厚くするか、調整ボルトの数を増やした方が良いと思われる。

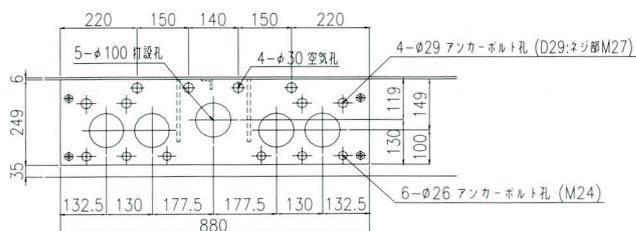


図-5 固定治具詳細1

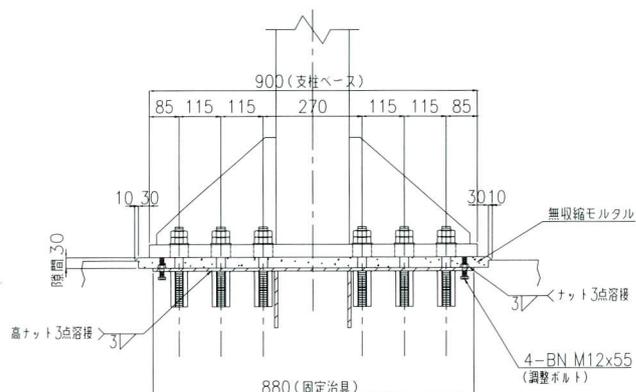


図-6 固定治具詳細2

(4) アンカーボルト用高ナットの設置

本工事では支柱の先行設置が課せられたため、通常のアンカーを設置すると、壁高欄の配筋が困難となる。そこで鋼製テンプレートに高ナットを工場にて先付けし、高ナットの上からは全ネジ、下からはアンカーボルトを設置するという分離構造を採用した。これによって壁高欄の配筋だけでなく、アンカーの施工性も向上させることができた。設置状況を写真-5に示す。

(5) 高ナットの養生



写真-5 高ナット設置状況

将来、全線にわたり遮音壁を設置する計画があるため、支柱固定治具設置範囲以外の場所でも(4)で述べたような高ナット分離構造を採用している。また壁高欄天端より高ナットが突出するため、ねじ部の腐食、ほこりの堆積等を考慮し、ゴムワッシャーおよびメッキボルト(捨てボルト)を用いて養生した。状況を写真-6に示す。

また架設前に、工場でJR立会いのもと、落下物防止

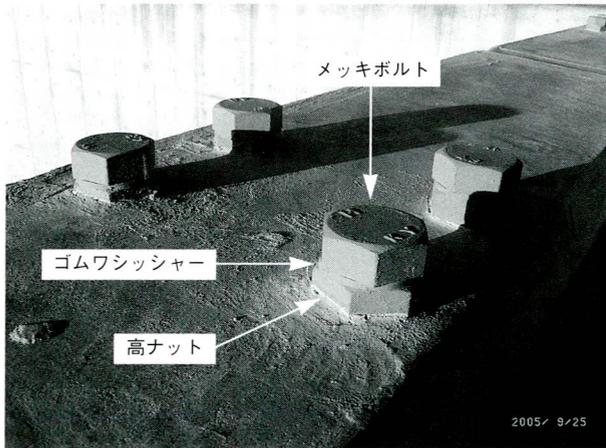


写真-6 高ナットの養生

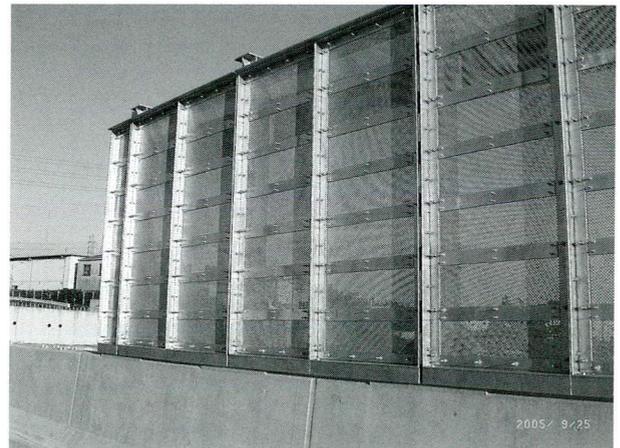


写真-7 防止柵パネル設置状況(暫定形)

柵支柱取付け試験を行い、その安全性を確認した。

3.2 落下物防止柵構造の検討

将来、全線に渡り遮音壁を設置する計画があるため、JR上は遮音壁と落下物防止柵の両方の機能を兼ね備えた構造にする必要がある。しかし遮音壁の設置時期が未定であったため、JR上の安全を確保しつつ比較的簡易に遮音壁機能を付加できる構造を検討した。

(1) 防止柵パネル・遮音パネルの設置

防止柵パネル(パンチングパネル)を車道内のみで取付け可能な構造(暫定形)とした。設置状況を写真-7に示す。また、将来設置予定の遮音パネル(ポリカーボネート板)もJR上の安全性や作業性を考慮して、車道内から既設防止柵の部品を取り外すことなく追加設置できる構造とした。(図-7)

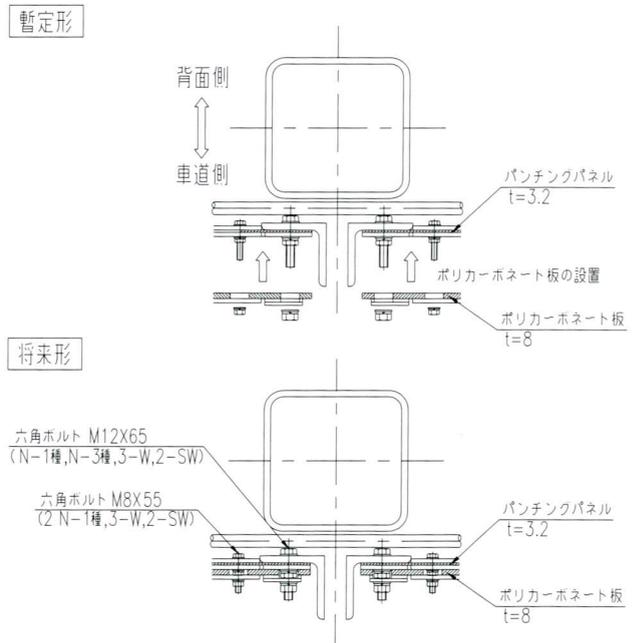


図-7 遮音パネルの設置

(2) 将来形への対応

将来遮音壁を設置する際は、アーチ構造が採用されるため、設置済みの支柱にアーチが取り付けられるよう、支柱の先端に嵩上げ構造(写真-2、図-4)を設置した。図-8は将来形を示す。

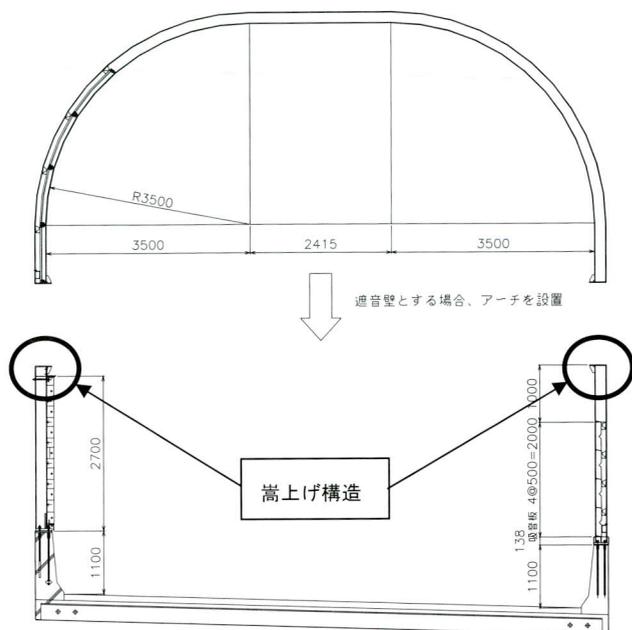


図-8 遮音壁（将来形）

3.3 中央分離帯落下物防止構造の検討

本橋は、内回り線・外回り線から成る並列橋であり、それぞれ中央分離帯側に25mmずつ、計50mmの隙間がある。そのため供用時に、この隙間からの落下物が懸念されたため、中央分離帯側壁高欄の天端に設置する落下物防止構造を検討した。

(1) 落下物防止網

落下物防止構造として一般的に採用されているが、網が粗いことや、JRより強い衝撃に耐えられる構造が求められたため不採用となった。（写真-8）

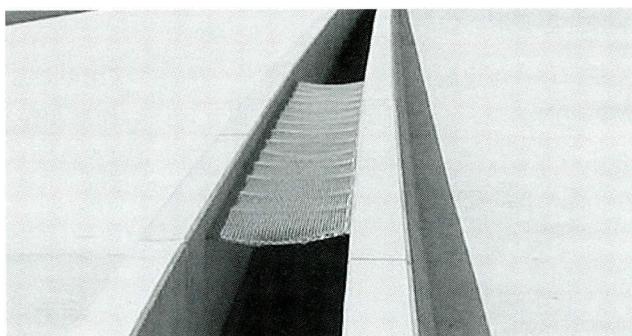


写真-8 落下物防止網の例

(2) ゴムプレート構造

実績もあり、経済的なことからゴムプレート構造を提案したが、(1)の理由に加え、耐用年数30年という条件が課せられたため不採用となった。（図-9）

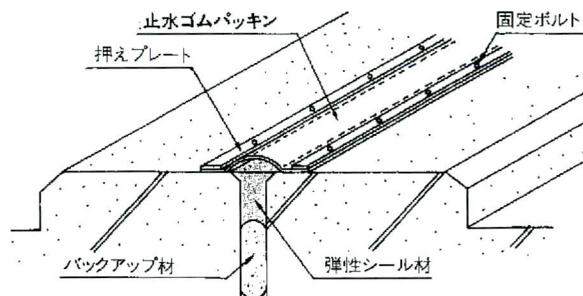


図-9 ゴムプレート構造の例

(3) 鋼板を用いた塞ぎ板構造

(1)(2)より鋼板を用いた塞ぎ板が採用される事になったが、網・ゴムの様に柔軟性がないため、並列橋の活荷重たわみ差に対応できる構造にする必要があった。景観や経済性を考慮し、数案の検討を行なった結果、下記構造に $t = 3.2\text{mm}$ のめっき鋼板を使用する案が採用された。構造図を図-10、イメージ図を図-11、設置状況を写真-9に示す。

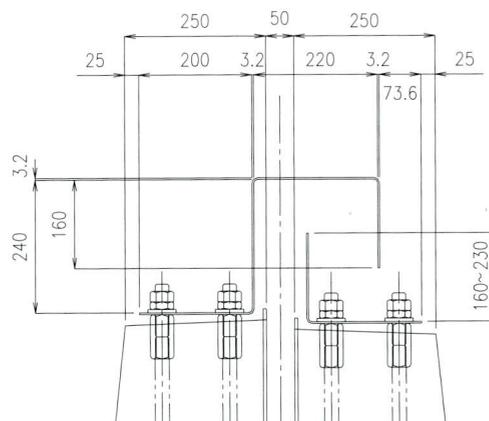


図-10 中央分離帯落下物防止板（構造図）

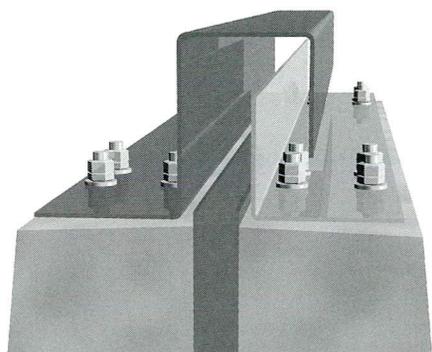


図-11 中央分離帯落下物防止板（イメージ図）



写真-10 新幹線跨線部

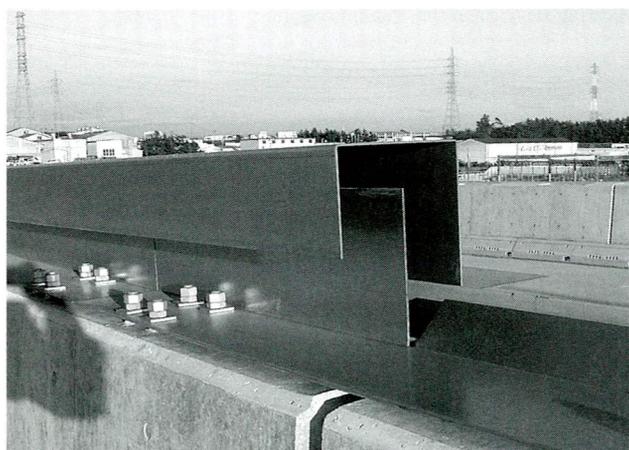


写真-9 中央分離帯落下物防止板 設置状況



写真-11 完成写真（A1 橋台上より P4 を望む）

4. おわりに

本工事では、当社の QS スラブが採用され、東海道新幹線を跨ぐ初の合成床版（写真-10）となった。完成写真を写真-11、写真-12に示す。今後、このような合成床版パネル及び落下物防止柵支柱を搭載しての送出し架設等に本報告が参考になれば幸いです。

最後に大高跨線橋（鋼上部工）工事の設計を行なうにあたり、ご指導いただいた日本道路公団中部支社および、名古屋工事事務所の皆様や、現場の方々をはじめとする関係各位に感謝の意を表します。

<参考文献>

- 1) 熱海 晋, 佐藤 徹, 鈴木義孝, 内田智文: 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-, 宮地技報No.19, pp.66-73, 2003

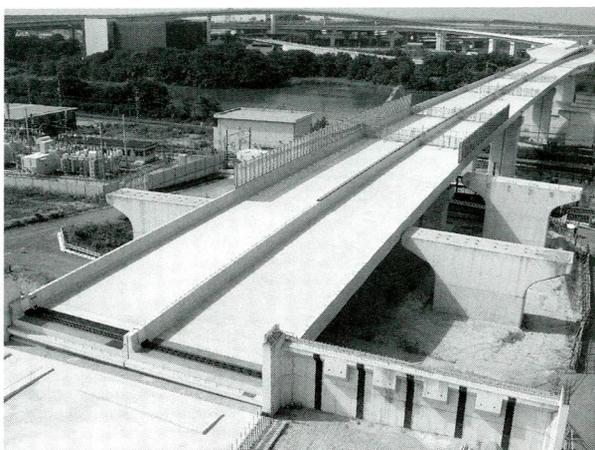


写真-12 完成写真（A1 上空より P4 を望む）

2005.11.7 受付

機能分離支承を用いた端横桁の補強設計 (名古屋高速：八熊工区)

Reinforcing Design for End Cross Beam Adopting High-performance Stopping and Bearing Devices (Yakuma Section, Nagoya Expressway)

番 條 敏 隆*¹ 三 浦 憂 子*¹ 尾 木 和 人*¹ 栗 田 裕 之*²
 Toshitaka BANJO Yuuko MIURA Kazuto OGI Hiroyuki KURITA

Summary

This report is described about the installation plan in plate girders and the detailed design of the upper-structure reinforcement works adopting high-performance stopping and bearing devices in the Yakuma Section of the Shinpo Line, Nagoya Expressway.

キーワード：機能分離支承、水平支承、鉛直支承、補強構造、横梁

1. はじめに

1995年に発生した兵庫県南部地震は、橋梁等各種構造物に甚大な被害をもたらした。それを受けて平成8年12月に改定された道路橋示方書では積層ゴム支承を用いた免震橋梁の設計体系が取り入れられた。その一方で、ゴム支承に地震時保有水平耐力法・動的解析を導入したことから支承の大型化を招く傾向となり、これがゴム支承

の設計・施工の懸案事項となっている。その対策の1つとして、近年では機能分離支承が注目されている。機能分離支承とは、従来のゴム支承が常時・地震時に受ける荷重を1つの支承で受け持たせているのに対し、常時・地震時各々に支承を設計し配置するものである。

名古屋高速道路新宝線においては、端支点部にこの機能分離支承を配置することとなった。

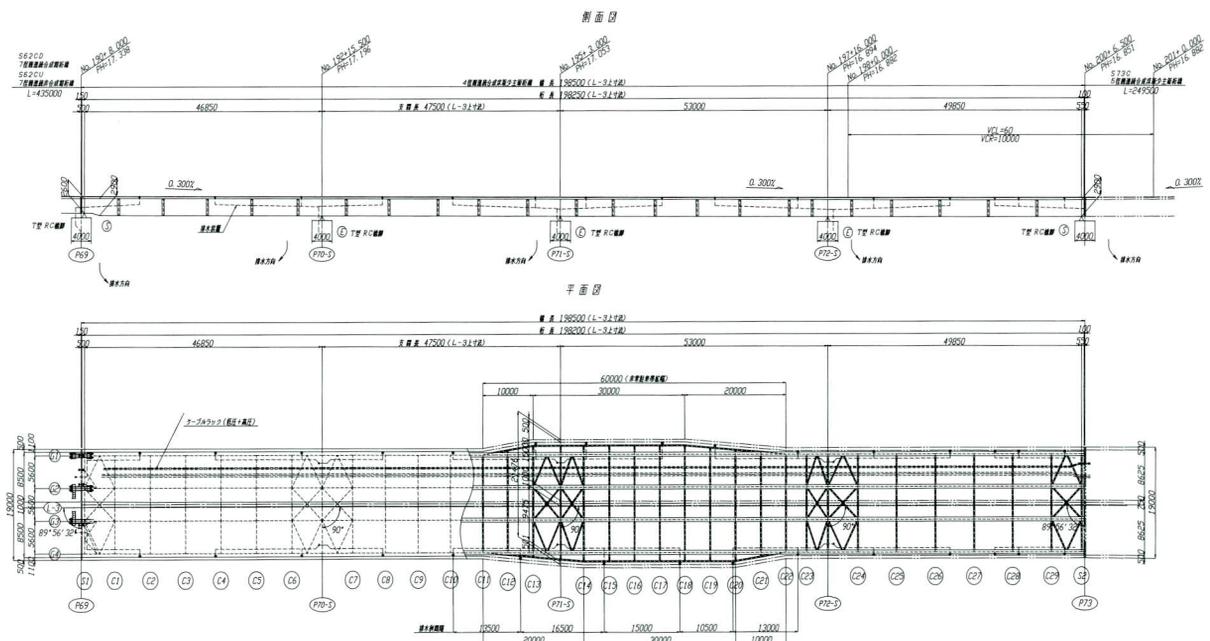


図-1 八熊工区4区間連続少主桁橋 (S69C)

*¹生産本部設計部設計一課

*²営業本部橋梁営業部技術営業グループ課長代理

本報告では、機能分離支承の構造例並びに支点部補強構造の設計について述べる。新宝線八熊工区において宮地・駒井・佐世保特定建設工事共同企業体が設計・製作を担当した橋梁のうち図-1に示す4径間連続少主鉄桁橋（P69～73：RC橋脚）（以降「S69C」と称する）を対象とし、具体的に各支承の設置及びそれらに対する上部工の詳細設計に関して述べるものである。

2. 支承の設定

(1) 機能分離支承とは

前項で述べたように支承の保持すべき機能として以下の2つが挙げられる。

- ① 上部工本体の常時荷重に対する機能
- ② 風時・地震時に水平方向にかかる荷重（水平荷重）に対する機能

ゴム支承の場合、これら2つの荷重を1つの支承で抵抗するように設計する。それに対し、機能分離支承はこれら2つの機能を別々の支承に分担させている。このように常時（鉛直方向）と地震時（水平方向）とで機能を別々の支承に分担させることにより、支承の軽量化を図りコスト縮減・簡素な設計が可能となる。

(2) 鉛直支承の選定

本工事では、機能分離支承として鉛直支承に2方向BP-B支承、水平支承に高減衰ゴム支承（HDRゴム支承）を使用する。

鉛直支承の選定において、基本設計時はポットベアリング支承にて計画されていた。その理由として、単純なコスト比較ではポットベアリング支承の方が2方向BP-B支承よりも安価であったためであると考えられるが、詳細設計において検討した結果、下記の理由により2方向BP-B支承を採用することとした。

- ① 荷重集中点移動型であるポットベアリング支承は、荷重の移動が常に起こるため、上部工の下フランジ拡幅や煩雑な支点補強が必要となり鋼製桁には適さない箇所が多い。
- ② ポットベアリング支承の場合、移動量を抑えるために別途水平支承にジョイントプロテクターが必要になる。そのため総合的なコストを比較すれば2方向BP-B支承と差異があまり生じない。

(3) 支承構造の特徴

1) 水平支承

水平支承はHDRゴム支承構造とし、図-2に示すように上支承とフランジプレートとの間に隙間を設け、鉛直反力（下向き反力）を受けない構造としている。これにより、常時荷重や桁の回転によるゴムの回転抵抗力を上部構造より伝達しないようにし、両サイドに設置される鉛直支承に反力が確実に伝達することが可能となるため、水平支承の形状を水平力のみで決定することが出来、支承高を低くできる。

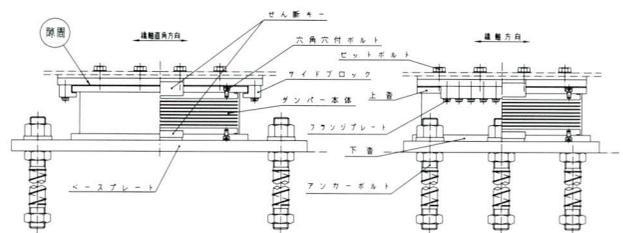


図-2 水平支承（HDR支承）

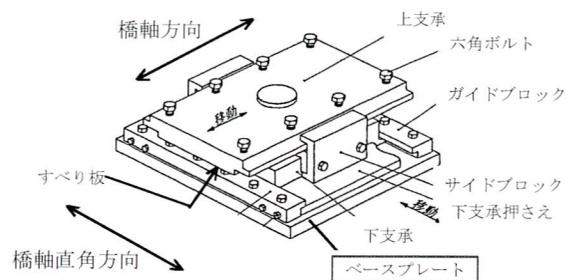


図-3 鉛直支承（2方向BP-B支承）

2) 鉛直支承

鉛直支承は鋼製支承とし、下記①、②に示すように全方向の変位に対し追随できる構造を有している。（図-3参照）

- ① 温度や活荷重および地震時の橋軸方向の変形に対し上巻とすり板とのすり板で追随
- ② 地震時の橋軸直角方向の変形に対し下巻とベースプレートとのすり板で追随

また、下巻とベースプレートは下巻取り付けボルトにより連結されており、橋脚レベル1地震動に対してはジョイントプロテクターとして抵抗し、それを超える地震力に対してはボルトが破断することにより橋軸直角方向の変形に対して追随できる機能を有している。

(4) 機能分離支承の設置位置

機能分離支承を全て主桁上に設置しようとした場合、フランジ等の拡幅が必要になる。そのため、**図-4**に示すように鉛直方向の荷重に対して抵抗する鉛直支承は主桁上に、水平支承は支点上横桁直下に配置した。

支承の設置方向については、温度解析により桁の伸縮方向を考慮して決定する。本橋は直橋であり温度解析において直線的な挙動を示すため、支承の設置方向は桁の橋軸方向としている。

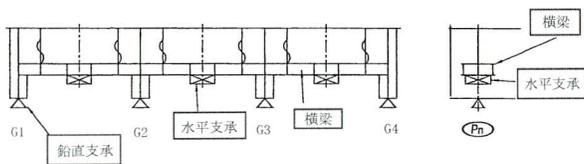


図-4 鈹桁支承取り付け要領図

3. 補強構造の設計方針

(1) 補強構造の選定

水平支承にかかる地震時の水平力に対して、水平支承が設置される横桁部は十分に安全な構造でなければならない。そのため横桁部の補強構造は、横桁下端を横梁形状にすることにより、

- ① 地震時水平力に対しては横梁部で抵抗
- ② 端横桁に対して常時作用する荷重に対しては横桁部で抵抗するような構造とした。(図-4, 5参照)

(2) 横梁構造のモデル化

横梁の設計を行うにあたり、横梁部のモデル化は以下のように行う。

- ① 横梁部は箱形状とし、**図-5**に示すように主桁間を支間とする単純梁モデルを想定する。
- ② 設計水平力は、保有水平耐力により算出した水平力を水平支承の設置位置に集中荷重(F)として載荷する。
- ③ 横梁は等価剛性の違いにより固有周期や地震時の応答解析結果に大きな影響を及ぼさないように、最大たわみを水平支承のレベル2地震時における最大変位の10%以下になるような剛性を確保する。

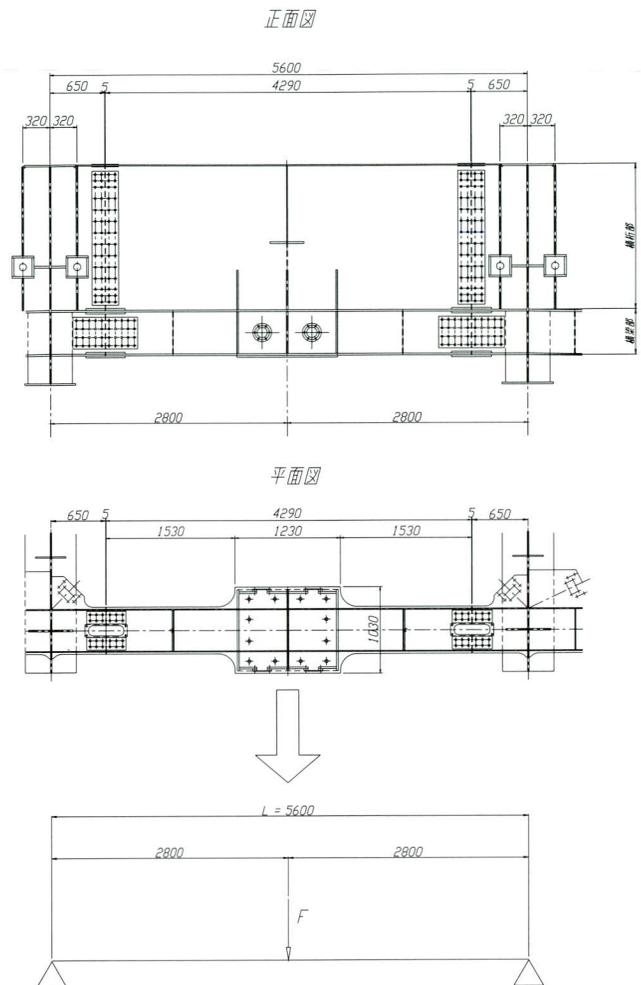


図-5 横梁のモデル化

(3) 水平支承設置箇所における補強構造の設計

水平支承部は、地震時の上部構造の慣性力を水平支承に確実に伝達できる構造とする必要がある。そのため水平支承設置箇所での補強構造は、**図-6**に示すようにモデル化を行い、以下の要領を満たす構造とする。

- ① 地震時水平力により水平支承の高さによる曲げモーメント(偶力)が作用するため、そのモーメントに抵抗できる構造とする。
- ② 偶力により水平支承直上のフランジや腹板に局部座屈が生じる危険性があるため、水平支承縁端に補強リブを設ける。
- ③ **図-7**に示すように橋軸直角方向の補強リブは横梁腹板(もしくは補強横リブ)間を支間とする単純梁、橋軸直角方向の補強リブは橋軸直角方向の補強リブ間を支間とする単純梁として設計を行う。

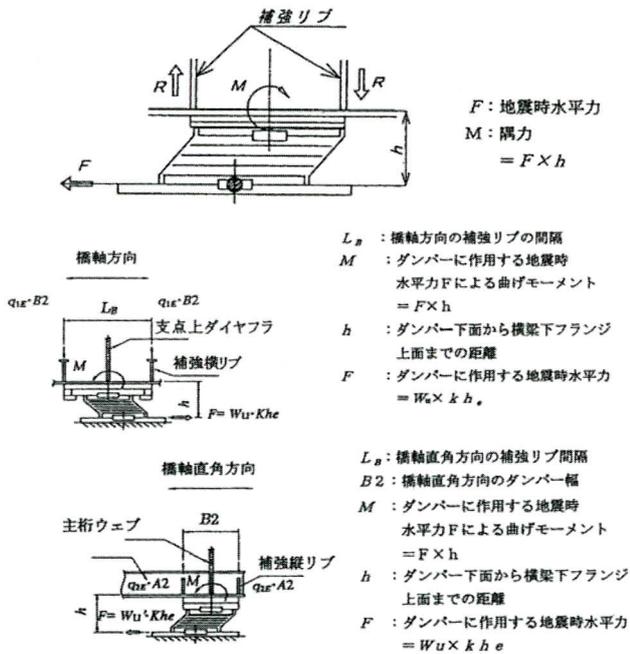


図-6 水平支承設置部にかかる荷重

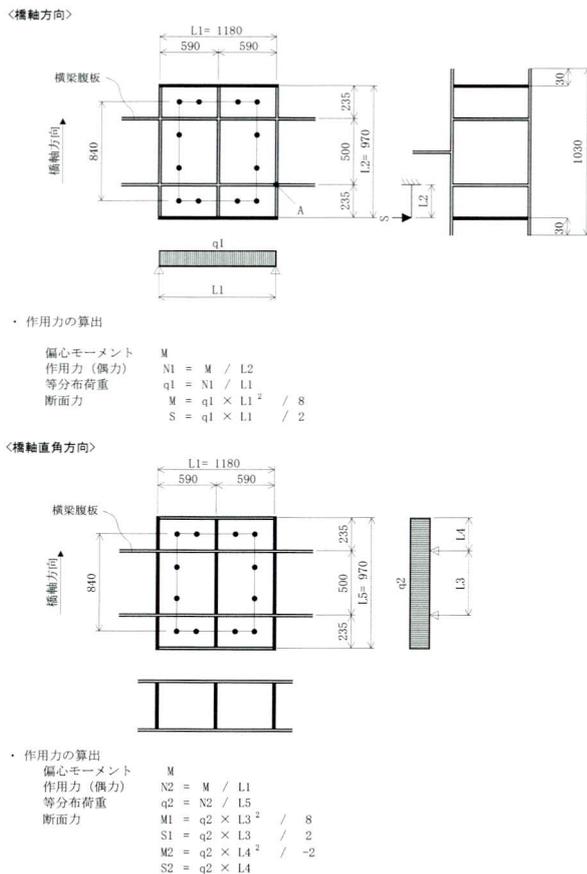


図-7 水平支承設置部にかかる荷重

(4) 鉛直支承設置箇所における補強構造の設計

主桁下部に取り付けられる鉛直支承設置は、鉛直荷重に対して十分な性能を有する構造とする。(図-8参照)

1) 常時における荷重に対する補強構造

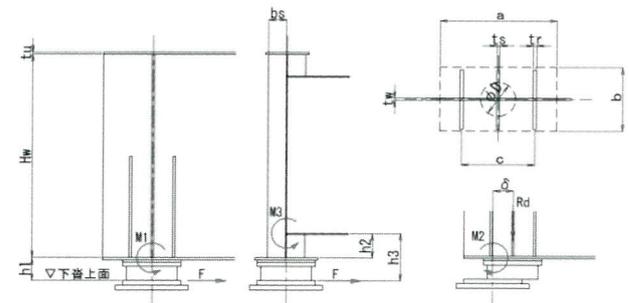
鉛直支承と上部工の取合い部は、死荷重及び活荷重の常時反力を支承に円滑に伝達できる構造とする。具体的には、主桁腹板、支点上補剛材により反力の伝達を行う。

2) 地震時における荷重に対する補強構造

上部構造と鉛直支承の取り付け部は、図-8に示すように地震移動時に発生する荷重に対して抵抗できる構造とする。

- ① 鉛直荷重による鉛直反力
- ② すべり面の摩擦力による曲げモーメント
- ③ 地震時の支点移動による偏心曲げモーメント

1), 2) より、支点上補強材は軸力を受ける柱として設計し、偏心曲げモーメントなどにより支点上補剛材のみでの抵抗が難しい場合は、補強リブを設けるものとする。



最大反力 R 地震時の移動量 δ
 死荷重反力 Rd 支承の摩擦係数 μ
 摩擦水平力 $F = \mu \times Rd$

$$M1 = F \times h1 \quad (\text{橋軸方向})$$

$$M2 = Rd \times \delta \quad (\text{橋軸方向})$$

$$M3 = F \times h3 \quad (\text{橋軸直角方向})$$

図-8 鉛直支承設置部にかかる荷重

4. 横梁の設計

3. (3) 章の設計方針に基づき、実際にS69Cにおける機能分離支承設置部補強構造の設計概要を以下に示す。

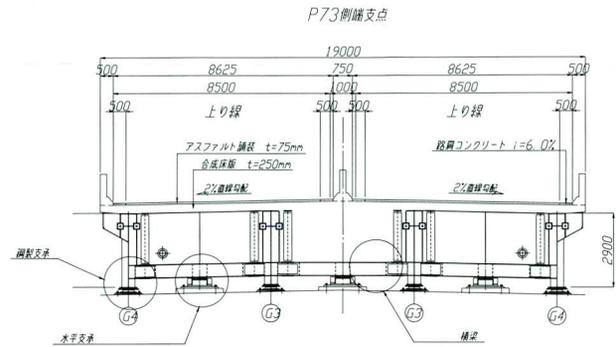
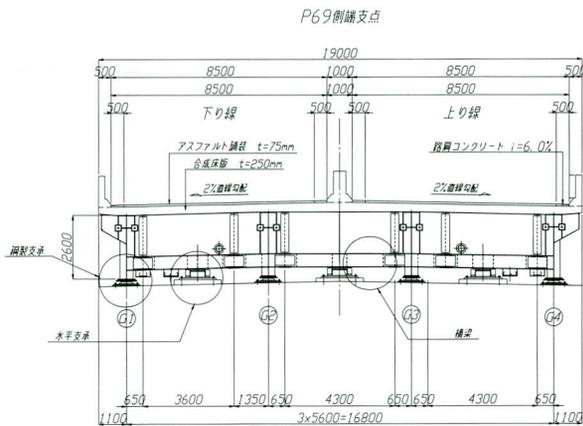


図-9 対象桁における機能分離支承の設置とその補強構造

(1) 機能分離支承の配置

図-9に示すようにS69Cは主桁支間5.6mの少主鉄桁であり、前述の通り鋼製支承は支点上に、水平支承は横桁中央に設置した。また、横桁部には横梁を設けて地震時水平力に対して抵抗するようにした。

(2) 横梁の構造詳細

横梁の構造詳細を図-10に示す。なお、横梁は水平支承の形状が大きいため水平支承設置箇所のみ拡幅を行う構造とした。

横梁は地震時の水平力が大きく支承形状が大きいため、支点部のみ姿幅を広げた。横梁フランジ幅は上支承幅にて一定とすることが理想であるが、水平支承が大きい場合、上支承幅で梁断面を形成すると主桁仕口部で横梁部が主桁腹板端部に納まらない。また、遊間が狭くなり、遊間での作業スペースの確保が困難となる。そのため本橋は以下の方針で設計を行った。

- ① 横梁の設置、遊間・作業スペースの確保を考慮して横梁一般部の寸法を決定。
- ② 水平支承設置部は下フランジ幅を水平支承の形状により決定し、拡幅を行う。
- ③ フランジの拡幅を行うに当たり、応力集中・疲労を考慮してフィレットを設ける。
- ④ 横梁部腹板は、荷重伝達性を考慮し水平支承設置箇所においても横梁腹板を連続させる。
- ⑤ 水平支承設置箇所には支承を取り付けの際に必要なセットボルト用作業孔を横梁上フランジ部に設ける。なお、開口は補強リブ設計の有効幅より外れた位置とする。

(3) 横梁断面の構成について

横梁の断面計算は、剛度が最も低くなる継手部において作業孔の断面欠損を考慮し設計を行った。設計水平力は、レベル2地震時の水平力を用いた。

使用材質は、横梁のたわみを抑えるために剛度を高く設定する目的から剛性に有利なSM400材を基本に検討を行った。しかし、SM400材構成では使用板厚が厚くなり、製作性が懸念されたため、本橋はSM490Y材で設計を行い、たわみの照査を行った。その結果、SM490Y材構成としても最大たわみは約8.5mmとなり、水平支承の

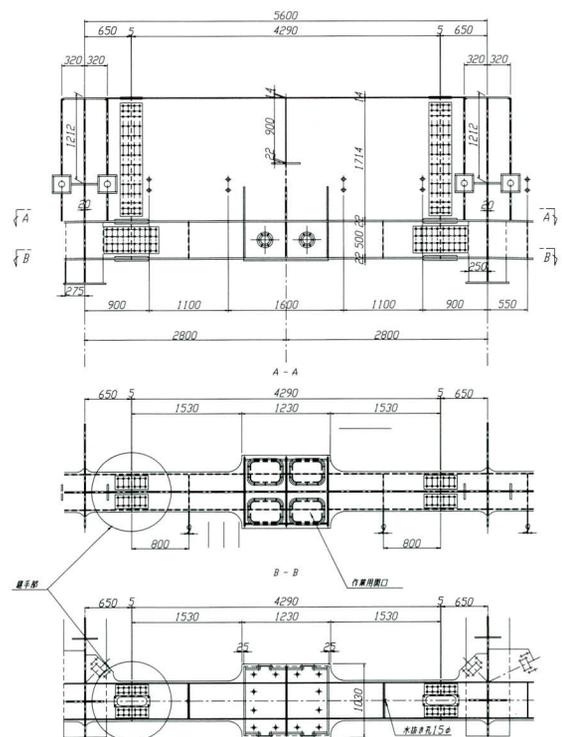


図-10 拡幅を行った横梁形状

最大たわみの10%以下に収まっていることが確認できたため採用した。

5. 横桁部の設計

前述において横梁構造について述べてきたが、横桁構造は横梁構造と一体となっている。そのため設計の際は、常時における荷重は横桁で抵抗し、地震時に作用する荷重に対しては横梁構造で抵抗するよう設計を行った。しかしながら実際は一体であることから、**図-11**に示すように横桁下フランジと横梁上フランジが兼用されるため、同箇所は横桁発生応力と横梁発生応力の合成を満足するよう設計している。横桁腹板は落橋防止偏向具を設置するため最低板厚22mmの板厚構成とした。

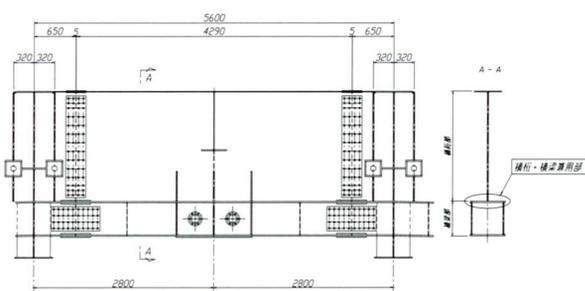


図-11 端横桁断面図

6. 最後に

近年における災害の増大により、土木構造物に求められる性能は益々重要になる。

そのような中で機能分離支承のように設計・施工の簡易化、諸問題の解消を目指した新しい製品の開発は、今後益々重要になると感じた。

最後に、ご指導を頂きました名古屋高速道路公社の皆様並びに関係各位に深く感謝いたします。

<参考文献>

- 1) 鋼構造物設計基準 I 鋼橋編, 名古屋高速道路公社, H15.10.
- 2) 鋼構造物設計要領 (案), 名古屋高速道路公社, 2003.10.
- 3) 耐震設計基準, 名古屋高速道路公社, H15.10.
- 4) 鋼構造物標準図集, 名古屋高速道路公社, H16.4.
- 5) 道路橋示方書・同解説 II, 日本道路協会, H14.3
- 6) 道路橋示方書・同解説 V, 日本道路協会, H14.3.
- 7) 名古屋高速道路非線形動的解析実施要領 (案), 名古屋高速道路公社, H15.10.
- 8) 道路橋支承便覧, 日本道路協会, H16.4.

2005.11.7 受付

グラビア写真説明

板橋相生陸橋

本橋は、環状8号線が都道及び首都高速5号線と三層に交差する部分に位置しており、首都高速下の中央径間部分の架設は、夜間交通規制を行い弊社と東急建設が共同で開発した『QS工法』を用いて施工を行いました。

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)で交差点にいきいきに引き出して架設を行う新技術です。本橋も側径間の桁上で組立てた架設桁を、台車で一旦送り出した後、大型搬送車2台に受け替えて移動し、桁降下を行いました。深夜にもかかわらず、近隣から地元住民の方達も多数見学に御見えになり、作業を見守って頂きました。

都市部における交差点や踏み切りなどの交通渋滞部の解消は、将来のテーマとなっており、立体交差点の橋梁の架設は、特に工期の短縮・最小限の交通規制が求められます。今回の架設を経験し無事終了出来た事は、非常に良い実績となるはずです。
(渡部 陽一)

千住汐入大橋

本橋は、都市計画道路補助第109号線の隅田川を渡河する部分に位置しており、荒川区白髭西地区と足立区東部や葛飾区への人や物流の円滑な流れを担うと共に、災害時には、防災拠点となる白髭地区への避難路として利用が見込まれています。架設は右岸側径間をクローラクレーンベント工法、航路となっている左岸側径間は潮位の時間を考慮した上で、台船を利用しての一括引出し工法で架設しました。引出し当日は晴天に恵まれ、巨大な桁を引き出すと云う豪快さも手伝って、川辺のテラスや遊歩道には、近隣の住民の方々が大勢見学に御見えになり、見守れながら無事架設作業は終了致しました。
(渡部 陽一)

超極薄合成床版橋（沖田橋）の設計

Design of Extremely Thin Composite Slab Bridge in Okita Bridge

熱海 晋*¹ 奥村 恭司*²
Shin ATSUMI Kyoji OKUMURA

Summary

QS Bridge is a composite slab bridge featuring a low structural height. While past data for this type of bridge has given a structural span-to-height ratio of approximately 1/30 to 1/40, the ratio for the Okita Bridge, which was constructed as a shore protection restoration work by the Awaji City government, is 1/51. Accordingly, this bridge is far thinner than other QS Bridges. This report introduces precautions in designing extremely thin composite slab bridges.

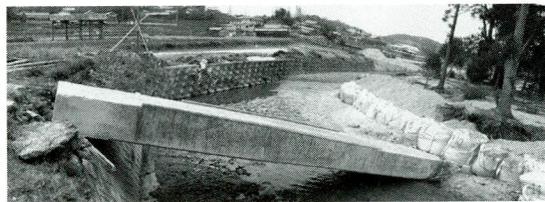
キーワード：QSブリッジ、低構造高、合成床版橋

1. はじめに

QSブリッジ（以下QSBと略す）は1987年に開発されて以来、20年足らずの間に低構造高橋梁としてすでに30橋余りの実績を重ねてきた。各QSBの支間長は10～30m程度で、その構造高比（構造高/支間長）は1/30～1/40である。その中であって、沖田橋は構造高比が1/51であり、他に抜きん出て極薄のQSBである（写真－1）。



写真－1 沖田橋



写真－2 旧橋

2. 沖田橋製作工事の概要

(1) 工事概要

淡路市草香地先の農道にあったコンクリート製の歩道橋は平成16年10月の台風によって橋台が護岸ごと流失した（写真－2）。それに伴い、淡路市から護岸復旧工事が発注された。沖田橋はその復旧工事に含まれる歩道橋である。

構造高の制限が厳しく、可能な限りの低構造高という要求により、製作可能な桁高として、鋼桁部の高さを150mmとして設計した。この構造高はQSBとして前例の無い低構造高である。

(2) 橋梁概要

橋梁概要および側面図・断面図を表－1、図－1にそれぞれ示す。現地への搬入は4tトラックによることから、部材長は4m以内とした。

3. 合成床版橋の設計

(1) 主構造の設計

主桁の設計は通常のQSBと同様にクレーンによる一括架設を想定し、架設時に支保工を必要としない活荷重合成構造とした。

*¹生産本部設計部設計2課

*²生産本部設計部設計2課長

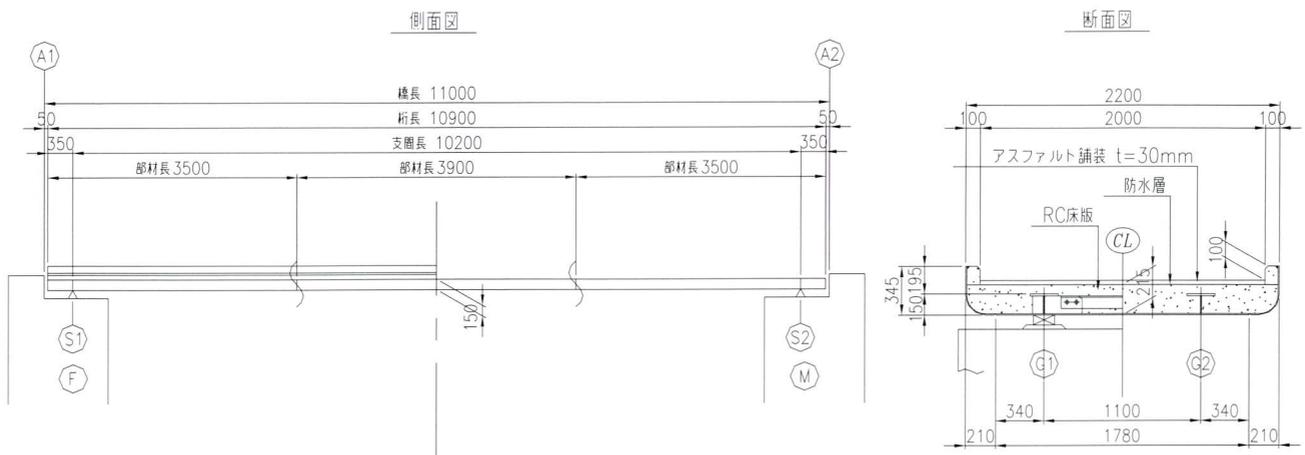


図-1 側面図・断面図

表-1 橋梁概要

施主	兵庫県淡路市
発注者	(株)芝床建設
工事場所	兵庫県淡路市草香地先(旧一宮町)
形式	単純合成床版橋
荷重	群集荷重 (3.5kN/m ²)
橋長	L = 11.000m
桁長	L = 10.900m
支間長	L = 10.200m
構造高	h = 215mm, (鋼桁: 150mm+かぶり: 65mm)
部材長	4.000m以下 (4tトラック)
有効幅員	2.000m
斜角	90° 00' 00"
平面構成	R = ∞
横断勾配	無し
縦断勾配	無し
舗装	アスファルト舗装 (t=30mm)
適用基準	道路橋示方書・同解説 (H14) 合成床版橋 設計・施工指針 (H10)

鋼桁の断面形状は下フランジを共有し、2組のウェブと上フランジから構成された逆π型をしている。鋼桁の桁高はフランジウェブのくび溶接、垂直補剛材の取り付け、主桁の添接等の構造的・製作施行性を考慮し、製作可能な高さとして上フランジ上面から、下フランジ下面までの高さを150mmとした。上フランジの幅は200mmであり、これは、上フランジ下側の添接板がウェブと首溶接の脚長をかわし、ボルトの縁端距離を確保できる最低の幅である。鋼桁の受け持つ荷重は合成前の死荷重であること、ウェブ高が低いことより、中間垂直補剛材の無い構造とした。主桁にはコンクリートが充填され、横桁方向もRC構造として期待できるため、設計計算上は鋼材の荷重分配横桁、支点上横桁を必要としない。しかし、輸送・架設時の剛性を考慮し、形状保持材として等辺山形鋼を配置した。

(2) 側板の設計

側板には従来のQSBには無かった2つの改良点がある。1つ目は側板を橋軸方向に短く分割することでキャンバーの不具合を解決した点である。もう1つは鉄筋の設置上の課題を可動式の側板とすることで解決した点である。

本橋では設計条件として、側板に曲面加工を施し、床版橋の断面を船底型とすることが要求された。特に側板に曲げ加工を施す場合、側板の死荷重キャンバーへの影響が顕著となる。すなわち、側板に主桁の応力が伝わると、コンクリート打設時に死荷重の影響を受け、応力に抵抗しきれない側板が面外方向にはらむ可能性がある。これが、側板に曲げ加工がある場合は、曲がった部分がフランジの作用を持ち、構造断面の一部として応力に抵抗し、主構造のキャンバーへ悪影響を及ぼしかねない。従来は、適切な位置にスリットを設けることで解決を図ってきた。

本橋では、側板を1500mmの長さで分割して側板同士の縁を切り、拡大孔を用いた添接板でとめることでコンクリート打設時の荷重に対して自由に動けるような配慮をした(図-2)。さらに、主桁と側板を溶接で一体化せず、取付金具で固定することで、主桁の応力が側板へ伝達することを防ぐことができた。

コンクリート充填タイプを含む、上フランジが床版内に割り込むタイプのQSB¹⁾では床版下側の主鉄筋はウェブの貫通孔を通して設置する必要がある。しかし、この貫通孔の位置は側板よりも低い位置となるため、鉄筋の設置時に側板が障害となっていた。そこで、主桁間の隙間から短い主鉄筋を挿入し、所定の位置へスライドさせ

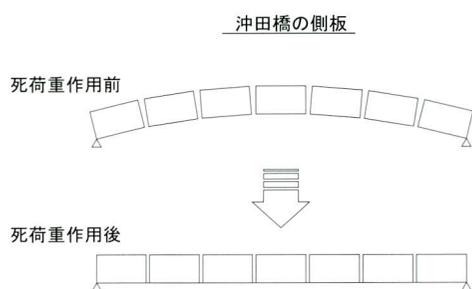
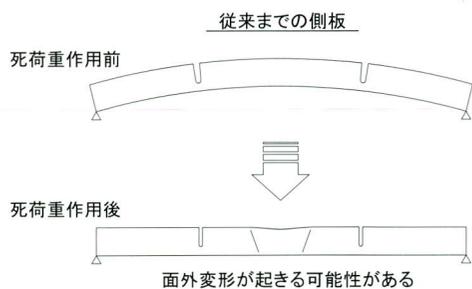


図-2 短く分割した側板

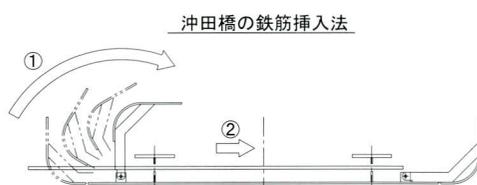
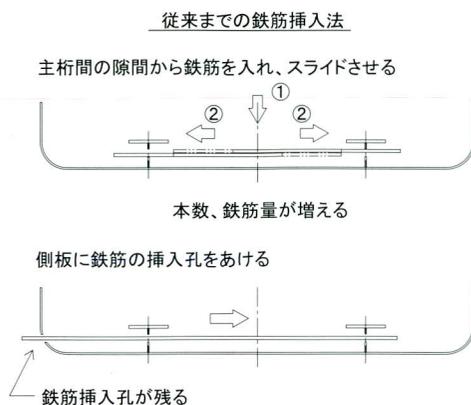


図-3 鉄筋の挿入法

て設置するか、側板にウェブ同様の孔をあけ、その孔から鉄筋を挿入する方法を採っていた。前者は短い鉄筋を継ぐため、本数が増えることと、ラップ長分の鉄筋量が増す問題点があり、後者は施工上の都合で開けた多数の孔が竣工後も残置されるため、見た目に問題がある。

以上の問題を解決するため、沖田橋では側板を可動式とした。取付金具を支点として、スーパーカーのガルウイングのように側板を持ち上げることが出来る構造である。作業員は鉄筋配置時に障害となる側板を持ち上げて鉄筋を挿入する（図-3）。側板1個当たりの重量は50kg程度であり、作業員が1人で押し上げることが可能な重量である（写真-3）。この可動システムは、主構造への溶接量を限りなく減らし側板を固定する方法を考える過程で生まれた構造であり、溶接管理（疲労）の問題と施工上の問題を同時に解決している。

(3) 製作キャンバー

桁高が極端に低く桁の剛性が小さい反面、コンクリートが充填されるため、支間長10.2mに対し、死荷重たわみは140mmもある。この製作キャンバーをどのように付加させるか以下の3案の検討を行った。

① ウェブのジョイントを斜めに加工し、キャンバーを確保し、桁自体には曲げ加工を施さないで済ませる案。

- ② 3ブロックのうち中央の1ブロックのみを曲げ、キャンバーを確保し、曲げ加工は1ブロックで済ませる案。
- ③ 側板の分割間隔で桁を徐々に曲げ、キャンバーを確保する案（従来型）。

最終的に出来形が一番きれいになる③の案を採用した。

また、横断勾配、縦断勾配ともに水平である反面、排水の位置は桁端付近両側に1箇所ずつの計画であった。施工誤差により死荷重キャンバーが計画量より少しでも大きく落ちた場合、支間中央付近に雨水が滞水する可能性がある。そこで、各荷重に対するキャンバーの数値を切り上げ、結果的に10%程度上げ越す計画とした。竣工後のキャンバーは多少残り気味であるが、橋としての使用性は問題無く、狙い通りに施工されたと考えている。



写真-3 可動式の側板

4. 終わりに

(1) 側板と下フランジの間隔

側板と下フランジの間隔は施工誤差を考慮し10mmとした。コンクリートを充填時には耐水テープを用いて、この隙間を止水処理する。仮組み時点では製作誤差はほぼ見られず、耐水テープで止水するには不可能ではないが、多少広すぎるのではないかと考えられる。側板同士の間隔はキャンバーによるずれを考慮し、10mmを基本としているが、この位置の隙間に関してはその限りではない。今後の改善点である。

(2) 可動式の側板

可動式の側板は前記のような利点があるが、製作・施工性は劣ることが実際の製作を通して判った。側板と取付金具をセットして溶接で先付けすれば、別々に製作した部材を後から合せるよりも精度管理を簡略化することが出来る。また、片側だけの側板を可動式とすることで鉄筋の配置は可能である。

(3) 竣工を迎えて

設計計算上に問題がないことには確信があったが、これほどまでに低構造高のQSB（構造高/支間長=1/51）は前例がない事から、実施工では予想もつかないことが起きるのではないかと内心では心配であった。同じく超極薄が特徴の「ipod nano」の厚み/全長が1/13に過ぎないことからその薄さが想像できると思う。特に心配していたキャンバーも無事に収まり、問題なく終れたことで一安心である。また、QSBでこれほどの低構造高を施工したという実績はおおいに意味のあることと考えている。

最後に、本橋を含むQSBの実績表を参考までに掲載する（表一2）。

<参考文献>

- 1) 保呂, 奥村, 佐藤: 合成床版 (QSブリッジ) の紹介, 宮地技報 No.20 2005, pp17 ~ 22, 平成 17年 3月

2005.12.12 受付

表一2 QSブリッジの実績

連番	橋名	橋名 (竣工後)	型式	橋長 (m)	幅員 (m)	荷重	道路種別	鋼重	構造高(mm) (支間中央)	構造高/支間長	斜角	発注先	施工場所	竣工年
1	展示桁		Ω	18.90	3.40	群集	人道	23.9	1200	1/16	90°	株式会社鐵工所	弊社千葉工場	昭和62年(1987年)
2	グリーンパーク橋		Ω	38.10	7.00	TL-20	地方道	22.1	1180	1/32	68°	鹿島建設㈱	群馬県藤岡市	昭和62年(1987年)
3	安里橋		Ω	12.60	12.00	TL-20	地方道	16.0	650	1/19	90°	沖縄県南部土木事務所	沖縄県那覇市	昭和63年(1988年)
4	運天港橋		F1	10.50	3.50	TL-20	地方道	7.0	405	1/26	90°	沖縄県北部土木事務所	沖縄県名護市	平成元年(1989年)
5	中之橋		F1	24.30	10.00	TL-20	地方道	70.0	800	1/30	89°	沖縄県南部土木事務所	沖縄県那覇市	平成元年(1989年)
6	川倉沢橋		F1	8.00	1.70	TL-20	地方道	4.0	600	1/13	90°	山形県上野土木事務所	山形県朝日村	平成元年(1989年)
7	かりゆし橋		F2	14.00	6.00	TL-14	私道	13.9	495	1/28	79°	㈱かりゆし(リゾートホテル)	沖縄県恩納村	平成2年(1990年)
8	一ノ橋		F1	5.50	4.50	TL-20	地方道	4.0	300	1/18	90°	京都府福知山土木事務所	京都府福知山市	平成3年(1991年)
9	宮瀬橋		F1	10.00	7.40	TL-20	地方道	19.0	425	1/24	45°	長野県松本市建設事務所	長野県松本市	平成4年(1992年)
10	下安家橋		F1	6.50	7.00	TL-20	地方道	8.0	350	1/19	90°	岩手県久慈土木事務所	岩手県久慈市	平成4年(1992年)
11	木田沢橋		F1	16.80	5.00	TL-14	地方道	20.0	650	1/26	78°	盛岡市役所	岩手県盛岡市	平成8年(1996年)
12	明倫橋		F2	26.50	4.00	A活	人道	32.0	900	1/29	90°	尼崎市役所	兵庫県尼崎市	平成8年(1996年)
13	木津橋		F2	32.70	16.50	B活	国道	149.0	1024	1/32	60°	京都府峰山土木事務所	京都府京丹後市	平成9年(1997年)
14	大池川橋		F1	6.70	87.00	TL-25	国道	82.0	350	1/27	63°	愛媛県宇和島地方局	愛媛県宇和島市	平成10年(1998年)
15	八代橋		F2	32.60	9.50	B活	地方道	90.0	1200	1/19	63°	山梨県石和土木事務所	山梨県笛吹市	平成10年(1998年)
16	亀岡市公園橋		F1	5.70	16.00	B活	地方道	16.0	350	1/16	バチ	亀岡市役所	京都府亀岡市	平成10年(1998年)
17	金桜橋		F2	34.00	16.00	A活	地方道	147.0	1200	1/28	80°	福岡市城南区役所	福岡県福岡市	平成10年(1998年)
18	堂前橋		F2	24.30	4.00	A活	地方道	28.0	800	1/30	90°	滋賀県長浜土木事務所	滋賀県長浜市	平成9年(1997年)
19	鶴川1号橋	元利橋	F1	10.60	7.00	B活	地方道	19.0	450	1/24	84°	京都府大宮町役場	京都府大宮町	平成11年(1999年)
20	百道浜歩道橋		F2	18.00	2.00	群集	人道	35.0	450	1/40	90°	福岡北九州高速道路公社	福岡県福岡市	平成11年(1999年)
				18.00	2.00	群集	人道			1/40				
				17.40	3.00	群集	人道			1/39				
21	西堀新橋	大手中央橋	F2	25.00	20.00	B活	地方道	93.0	817	1/31	72°	松本市役所	長野県松本市	平成11年(1999年)
22	梅田人道橋		F2	30.60	2.00	A活	人道	19.0	800	1/38	90°	春日部市役所	埼玉県春日部市	平成11年(1999年)
23	中之川橋	亀之橋	F1	12.70	5.70	A活	地方道	18.0	450	1/28	90°	伊予三島市役所	愛媛県伊予三島	平成12年(2000年)
24	柳橋		F2	21.90	11.00	A活	地方道	68.9	869	1/25	88°	北海道静内町	北海道静内町	平成13年(2001年)
25	上谷津橋		F1	9.20	7.20	A活	地方道	11.9	400	1/23	90°	埼玉県和光市	埼玉県和光市	平成13年(2001年)
26	中井出川橋	鐘場橋	F1	10.40	50.20	B活	国道	133.2	350	1/30	90°	愛媛県今治地方局	今治市鐘場町	平成15年(2003年)
27	日の出橋		F1	8.70	7.00	A活	地方道	12.0	399	1/22	86°	埼玉県和光市	埼玉県和光市	平成15年(2003年)
28	伊勢町歩道橋		F2	25.00	3.40	群集	人道	20.0	600	1/42	60°	長野県須坂建設事務所	長野県小布施町	平成15年(2003年)
29	御手洗橋		F2	20.00	4.00	A活	地方道	22.0	674	1/30	85°	愛媛県	北宇和郡津島町	平成16年(2004年)
30	沖田橋		F1	11.0	2.2	群集	人道	3.0	215	1/51	90°	㈱芝床建設(兵庫県淡路市)	兵庫県淡路市	平成17年(2005年)
31	水無橋		F2	37.10	7.20	A活	地方道	98.0	930	1/40	90°	渋谷区役所	東京都渋谷区	施工中

注) F1: コンクリート充填タイプ、F2: 硬質ウレタン充填タイプ

コスト縮減を目指した タイドアーチ形式による長支間RC床版の提案

Proposal for Large-span RC Slabs Using Tied Arch Action to Reduce Costs

内田 智文*¹ 能登 宥愿*² 山下 久生*³
Tomofumi UCHIDA Hiroyoshi NOTO Hisao YAMASHITA

Summary

To rationalize structures and workability as well as reducing costs, this study describes the application of RC slabs to large spans by the tied-arch effect. This paper examines the applicability of the system to an actual bridge, related to the application of tied-arch RC slabs onto open-cross-section box girders; the mechanical properties are studied using FEM analysis and the economics are discussed by calculating the costs of construction.

キーワード：タイドアーチ，長支間床版，開断面箱桁，2主桁橋，アーチアクション

1. はじめに

近年の橋梁建設におけるコスト縮減の要求に応える橋梁形式として、鋼少数主桁形式が注目され、多くの橋梁が施工されている。少数主桁形式の橋梁においては床版支間が長支間となるため、こうした長支間床版に適した耐荷力・耐久性を有する床版として、PC床版および鋼・コンクリート合成床版が採用されている。しかし、RC床版は長支間床版への適用は難しいと考えられている。

一方、RC床版の他の床版形式に対する長所としては、

- ①施工費用がPC床版および合成床版に比べて安価
- ②施工が容易で、所定の品質が得やすいこと
- ③点検の実施が容易で、維持管理性に優れていること

の3点が挙げられる。橋梁コストの縮減を目指した場合、RC床版を少数主桁形式の長支間床版へ適用することは効果的な方法と考えられる。そこで、RC床版の長支間床版に適用する方法としてアーチアクションを期待した床版構造¹⁾に着目した。この床版構造は、主桁フランジ間を適当な間隔の鋼タイ部材（今後、横支材と称す）で結び床版のフランジとの固定点の横移動を拘束して、床版のアーチアクションで耐荷力を期待した構造であり、海外では床版支間の小さい範囲で鉄筋不要の構造とし

て、実橋への適用実績がある¹⁾。ここでは、このタイドアーチ形式を有するRC床版を、長支間床版に適用した場合のアーチアクションの効果を確認し、この床版を適用した橋梁形式として提案し、その橋梁の上部工および下部工の経済性について検討を行うものとする。

2. 提案する橋梁形式の概要

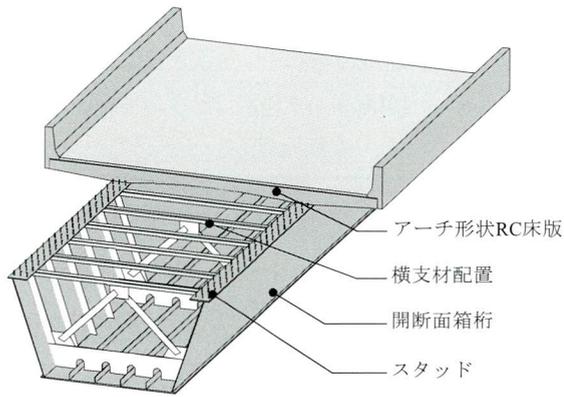
検討の対象とした橋梁形式は、主桁構造は主桁間隔6mの開断面箱桁とし、床版下面がアーチ形状のRC床版と上フランジに配置したスタッドで結合した合成桁構造とする。検討対象の構造概要図を図-1に示す。アーチ構造において軸圧縮力を作用させるためには、両支点の水平移動を拘束することが重要となる。本構造においては、開断面箱桁の上フランジ間をタイ部材で結び、床版の横移動を拘束することによって、床版に軸圧縮力を作用させる構造となる（図-2）。この横支材は例えばCT形鋼のような形鋼を用いることとし、対傾構間隔の1/4となる1.5mで配置するものとした。

このようなアーチアクションの効果によって床版に軸圧縮力が作用し、ひび割れの発生・進展の要因となる活荷重作用時の床版下面に作用する曲げ引張応力が低減することとなる。従って、長支間床版にRC床版を適用し

*¹生産本部設計部設計一課

*²生産本部技術研究所長

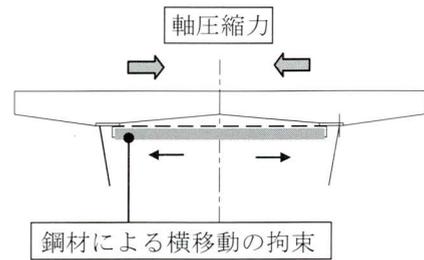
*³生産本部技術研究所技術開発課課長代理



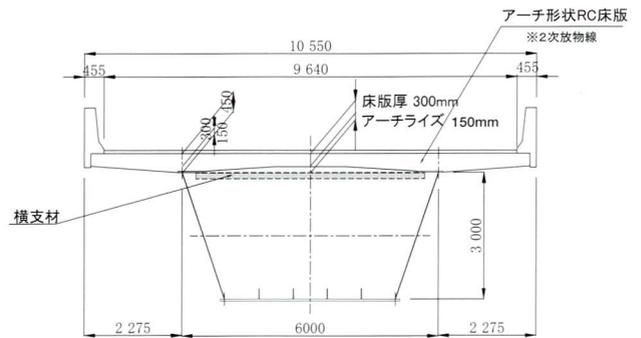
図一1 検討対象とした橋梁形式の構造イメージ

た場合にも床版厚を過大に大きくすることなく設計することが可能となる。また、RC床版を適用したことで死荷重が増加し、主桁断面構成が大きく変化することはない。

図一3に提案する橋梁形式の断面形状の寸法を示す。主桁支間としては60～80m程度を想定しており、ウェブ高は3.0mとしている。ここで、床版厚は床版に軸圧縮力を作用させるという観点から、一つの考え方としてPC床版の版厚計算式を用いるものとし、中央部で300mmとしている。またアーチライズはハンチ高程度とすることより150mmとし、腹板上の床版厚は450mmとする。床版下面のアーチ形状は2次放物線とする。



図一2 床版のタイドアーチ機構の模式図



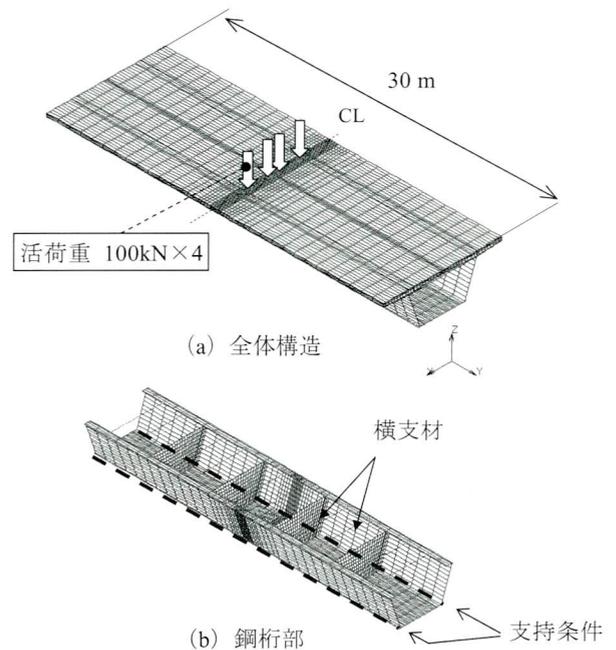
図一3 提案する橋梁形式の断面形状寸法

3. FEM解析によるアーチアクションの確認

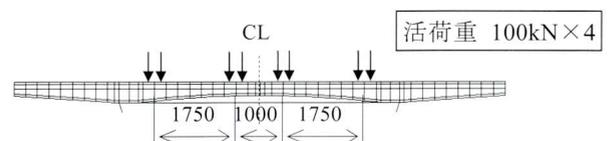
(1) 解析の概要

タイドアーチRC床版のアーチアクションの効果を確認する目的で3次元FEM解析を行った。床版作用に着目したことから、解析モデルは図一4に示すように橋軸方向には30mまでをモデル化し、ウェブ下端を橋軸方向に連続して支持する境界条件を設定している。断面寸法は図一3に示した寸法とする。

本解析には汎用有限要素法プログラム「MSC.Marc Version2001」³⁾を使用している。鋼桁部は箱桁の上下フランジ、腹板およびダイヤフラムを4節点平面シェル要素にてモデル化を行い、横支材は3次元はり要素にてモデル化した。この横支材は上フランジと完全結合させている。床版部はコンクリートは8節点ソリッド要素を用いてアーチ形状をモデル化し、トラス要素を用いて主鉄筋および配力筋のモデル化を行っている。



図一4 FEM解析モデル図



図一5 解析における活荷重載荷図

FEM解析における荷重載荷位置を図-5に示す。床版支間中央部に着目して、最大曲げモーメントが発生するよう、B活荷重を2組載荷する。

床版の設計曲げモーメントは2辺単純支持の構造解析結果に基づいて定められている⁴⁾。FEM解析ではアーチアクションの効果に着目し、まず床版が主桁の水平拘束を受けない、すなわちアーチアクションのない2辺単純支持(FR-1)とタイドアーチ形式(AR-1~AR-5)との比較を行った(図-6)。タイドアーチ形式においては主桁と床版は完全拘束の条件としている。

次に、タイドアーチ形式において、横支材の配置間隔およびアーチライズをパラメータとした解析を行い、アーチアクションの変化の確認を行った。タイドアーチ形式における解析パラメータを表-1に示す。横支材は密に配置する程、拘束効果が高まりアーチアクションが得られると考えられるが、製作性および経済性を考慮して6.0m間隔(AR-1)から2.0m間隔(AR-2)、1.5m間隔(AR-3)まで変化させた。ここで横支材間隔6.0mとは、横支材を配置せず対傾構間隔が6mであることを示す。次に、横支材間隔を1.5mで固定し、アーチライズを変化させた。アーチライズは大きくする程アーチアクション

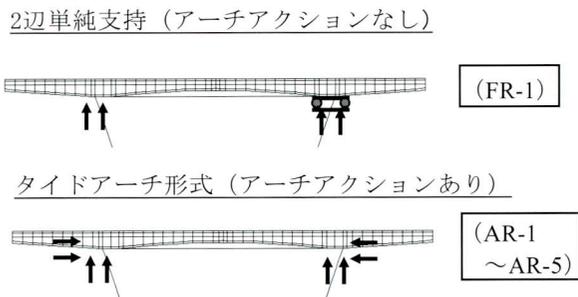


図-6 主桁と床版の接合条件

ンが得られることとなるが、一方で床版体積は大きくなり死荷重の増大につながることを考慮して、基本のアーチライズである150mm(AR-3)から200mm(AR-4)、250mm(AR-5)まで変化させた。ここで、アーチライズを大きくしたモデルにおいては、床版下面形状を2次放物線とせず偏平した形状とし、床版体積の増加が小さくなるような形状とし、AR-4ではAR-3の床版体積の1%増加、AR-5の場合には6%増加になっている。

(2) FEM解析結果

FEM解析結果として、単純支持であるFR-1とタイドアーチ形式の基本モデルであるAR-3について、断面におけるコンクリート橋軸直角方向応力度分布を図-7に

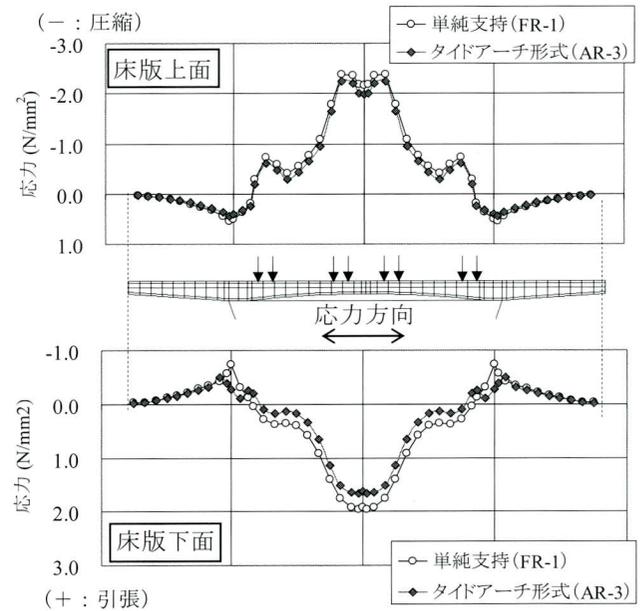


図-7 コンクリートの橋軸直角方向応力度分

表-1 タイドアーチ形式における解析パラメータ

解析ケース	AR-1	AR-2	AR-3	AR-4	AR-5
横支材間隔	6m	2m	1.5m	1.5m	1.5m
アーチライズ	150mm		150mm	200mm	250mm
備考	横支材配置なし	—	基本モデル	基本モデルより体積増加1%	基本モデルより体積増加6%

示す。FR-1に比べてAR-3では引張側のコンクリート応力度が主桁間で全体的に低下しているが、一方で床版上面の圧縮応力度はあまり変化していない。応力度の最大値に着目すると、床版下面の引張応力度は85%まで応力度が低下している。床版上面の圧縮応力度は94%に低下している。ここで、床版上面の圧縮応力度に比べて床版下面の引張応力度が大きく低下したことは、アーチアクションによって床版に軸圧縮力が作用したことによるものである。

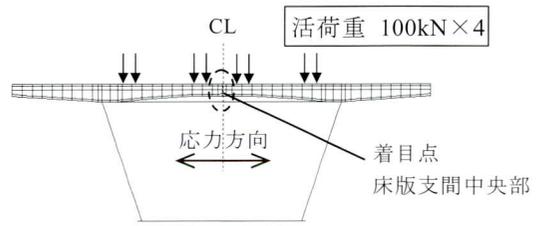


図-8 応力およびたわみの着目位置図

次に、解析パラメータとアーチアクションの関係について結果を示す。アーチアクションの結果は床版支間中央部の上下面の橋軸直角方向応力度および活荷重たわみで示すものとし、それぞれFR-1を1.0としたときのAR-1～AR-5の比率で示している。図-8に応力およびたわみの着目位置図を、図-9に解析パラメータと床版下面引張応力度の関係を、図-10に解析パラメータと床版上面圧縮応力度の関係を、その説明を以下に示す。

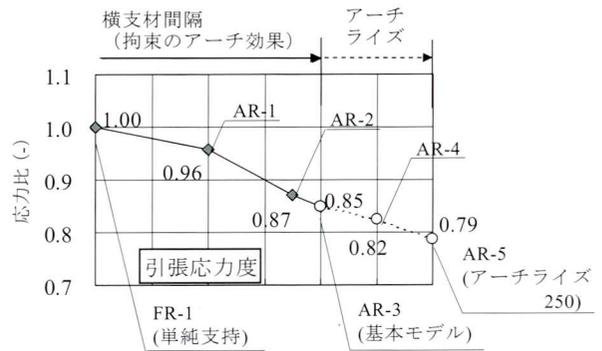


図-9 解析パラメータと床版下面引張応力度

①横支材を密に配置することによって、発生する床版下面の引張応力度は低下する傾向にあり、1.5m間隔で配置(対傾構間に3本)したAR-3の場合には単純支持のFR-1の場合に比べて引張応力度は15%低下した。

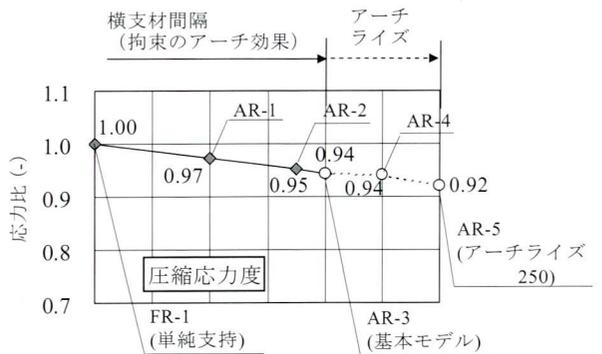


図-10 解析パラメータと床版上面圧縮応力度

②さらに、横支材の配置間隔を1.5mに固定しアーチライズを150mm (AR-3)、200mm (AR-4)、250mm (AR-5)と増加させて解析を行ったところ、AR-5では引張応力度は約20%まで低減した。

③横支材間隔およびアーチライズを変化させた場合の床版上面圧縮応力度は、引張応力度に比べて割合は小さいが減少する傾向にあった。アーチアクションが増大する場合にも、圧縮応力度は増加することはない。

また、解析パラメータと活荷重作用時のたわみの関係を図-11に示す。活荷重たわみは図-8に示した支間中央部のたわみを示している。解析パラメータの変化に伴う活荷重たわみの変化は床版下面の引張応力度の変化とほぼ同様の傾向を示し、AR-3の場合で15%、AR-5の場合で23%までたわみが減少した。

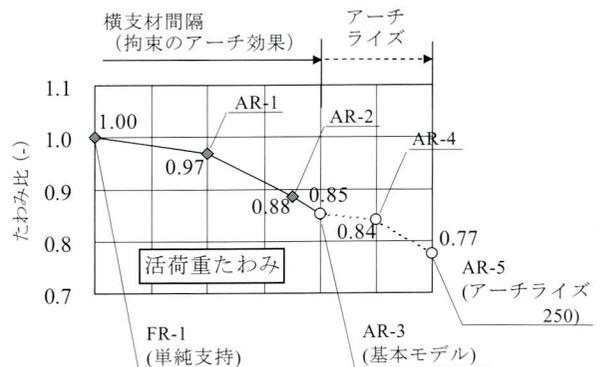


図-11 解析パラメータと活荷重たわみ

以上より、タイドアーチ形式によるアーチアクションによって、引張応力度およびたわみは15%～20%まで低下した。これより設計としては、道路橋示方書の曲げモーメント式から15%低減した曲げモーメントを設計断面力として採用できるものと考えられる。この設計断面力を用いた場合には、タイドアーチ形式RC床版においては、RC床版でありながらPC床版の版厚での設計が可能となる。

4. 経済性の検討

(1) 検討の概要

提案する橋梁形式について概略自動計算プログラムを用いて概略工費の算出を行い、経済的特徴の確認を行うものとした。検討対象は、1径間の支間長が60～80mの5径間連続合成開断面箱桁橋である。構造一般図を図-12に示す。ここで、このタイドアーチ形式RC床版を用いた橋梁を、PC床版を用いた開断面箱桁である従来形式と比較として考察を行うものとする。概略工費算出条件を表-2に示す。

(2) 経済性の考察

提案するタイドアーチ形式RC床版はアーチアクションの効果としてPC床版と同等の版厚で設計できることから、床版重量はPC床版とほぼ同等となる。従ってRC床版の適用によってはPC床版と比べ死荷重が変化せず、主桁断面構成は従来形式とほぼ同様にできる。また横支材の量は大きな重量増加とならず、橋梁全体としては2%程度の増加に留まり(図-13(a))、その配置によって製作工費が大きく増加することはない。一方で、床版の単位面積あたりの工費に着目すると、RC床版は他形式床版に比較して工費が安価であり、今回の検討対象の場合で考えると、PC床版と比較して25%程度の工費低減が見込まれる(図-13(b))。以上より、上部工総工費における床版工費の割合を考慮して従来形式との比較を行うと、5%程度の低減が可能となるものと考えられる(図-13(c))。

また、同様の規模の橋梁としてはPC波形ウェブ橋梁

が挙げられるが、今回提案したタイドアーチ形式RC床版を採用した鋼開断面箱桁橋は前者と比べ上部工の総重量が小さく反力の低減が大きいので、下部工も含めた上下部工全体で12%のコスト縮減が見込まれる。

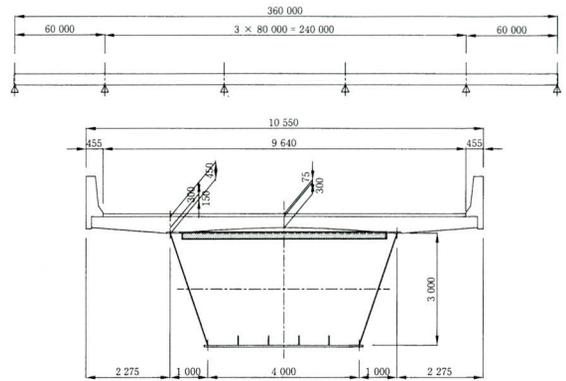
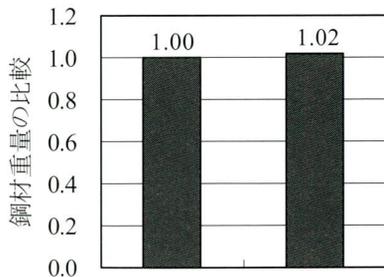


図-12 提案橋梁形式の構造一般図

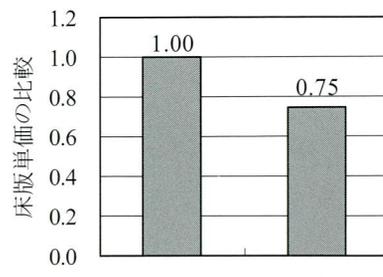
表-2 概略工費算出の条件

	(1)従来形式	(2)提案形式
床版形式	PC床版	タイドアーチ形式RC床版
橋梁形式	5径間連続合成開断面箱桁	
橋長	360m (60m+80m+80m+80m+60m)	
有効幅員	9.64 m	
活荷重	道路橋示方書 B活荷重	



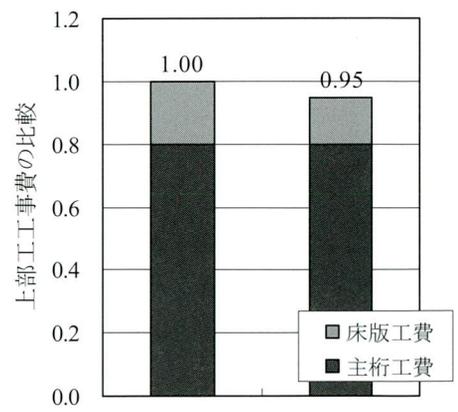
(1)従来形式 (2)提案形式

(a) 鋼材重量の比較



(1)従来形式 (2)提案形式

(b) 床版単価の比較



(1)従来形式 (2)提案形式

(c) 上部工総工事費の比較

図-13 提案する橋梁形式の概略工費の比較

5. まとめ

これまでの研究により得られた知見を以下にまとめる。

- ①タイドアーチ形式によるアーチアクションで、床版に作用する引張応力度、たわみは15～20%減少する効果が得られる。
- ②これより、タイドアーチ形式RC床版の床版厚はPC床版と等価の版厚で設計が可能となる。
- ③床版工費はPC床版と比べて、75%程度の低減が可能となる。
- ④上部工工費はPC床版を用いた従来の連続開断面箱桁橋と比べて5%程度の低減となる。
- ⑤上下部工全体では、およそ12%のコスト縮減が見込まれる。

以上より、タイドアーチ形式RC床版を少数主桁の橋梁に適用することによって、経済性・施工性・維持管理性の優れた床版形式ならびに上部工形式となり得るものと考えられる。

ここで、実橋への適用にあたっての今後の課題としては、耐久性の検討（詳細には移動輪荷重走行試験による）施工方法の検討、最適な床版形状の検討などが必要であると考えている。

<参考文献>

- 1) 松井, 大田, 西川: 鋼橋床版の各国での取組みとこれからの床版, 橋梁と基礎, 1999 vol.33 No.3, pp.37-45
- 2) 能登, 内田, 山下: タイドアーチ形式による長支間RC床版の検討, 土木学会第60回年次学術講演会概要集, 2005年9月
- 3) 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
- 4) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, I 共通編, II 鋼橋編, 平成14年3月

2005.11.28 受付

グラビア写真説明

大槻地区上部工工事

大槻地区上部工工事は福島県郡山市内を縦断する国道4号あさか野バイパスの針生西交差点にかかる6径間連続非合成箱桁です。針生西交差点はあさか野バイパスの全線4車線化整備により交通量が増え、交差点での渋滞が発生しています。大槻地区上部工工事は渋滞緩和のための立体化事業の一環として計画されています。(宮本 健一郎)

末野大橋

一般国道140号は、広くは西関東連絡道路として埼玉県と山梨県を結ぶ地域高規格道路としての役割を持っています。その一部分をなす皆野寄居バイパスに架橋された『末野大橋』は当バイパスの玄関部にあたりシンボリックな橋梁です。現地の上流には玉淀ダムがあるためケーブルクレーンにより架設されました。下流側には下路式アーチ橋の折原橋が架橋されておりこの末野大橋とともに2橋での橋梁景観は県内でも指折りのものです。塗装色も相互のアーチ部と補剛桁部をコーディネートしており周りの景観とあいまって是非一度目にしていきたい橋梁名勝地としておすすめします。(関根 弘之)

山田橋

「瀬戸内しまなみ海道」の愛称で知られる西瀬戸自動車道(一般国道317号)は、愛媛県今治市から瀬戸内海の芸予地域の島々を結び、広島県尾道市に至る幹線道路で、本橋は愛媛県側の大島島内に架かります。

現地架設はトラッククレーンベント工法(油圧式360t吊、160t吊)を採用し、国道上の2径間はオール夜間架設で、約10分間の通行止めを繰り返しながらの施工となりました。(西田 宏之)

2005年 対外発表論文紹介

橋梁と基礎 Vol.39, No.6

発刊 2005年6月

発行 (株)建設図書

「長支間場所打ちPC床版の施工時ひび割れ対策に関する実験検証－移動型枠を用いたブロック施工時における床版の温度ひび割れ対策－」

八部 順一*¹、河西 龍彦、西垣 義彦*²、益子 博志*²、
寺田 典生*³、丸山 久一*⁴、松井 繁之*⁵

pp.19～28

第60回 土木学会年次学術講演会概要集

発刊 2005年9月

主催 (社)土木学会

「現存する日本最古の鋼I桁道路橋 明治橋の鉄鋼材料調査」

大田 孝二*⁶、川畑 篤敬*⁷、河西 龍彦、中村 聖三*⁸

1-014, pp.27～28

「現存する最古の鋼2主I桁橋(明治橋)の構造・損傷度調査」

中原 智法*⁹、杉原 伸泰*¹⁰、山本 晃久*¹¹、河西 龍彦、
松村 寿男*¹²、松井 繁之*⁵

1-015, pp.29～30

「太径ボルトの適用によるボルト継手の合理化効果」

南 邦明*¹³、森 猛*¹⁴、小沼 靖己、佐藤 英和*¹⁵、
岩崎 英治*⁴、三浦 淳也*¹⁶

1-178, pp.353～354

「車線による大型車混入率の違いが鋼道路橋の疲労設計用活荷重補正係数に及ぼす影響」

酒井 康成*⁸、中村 聖三*⁸、高橋和雄*⁸、田川 拓哉

1-419, pp.835～836

「光学ストランドによる既設橋梁の動的モニタリング」

山下 久生、蓮井 昭則*¹⁷、能登 宥愿、大島 義信*¹⁸、

1-428, pp.853～854

「タイドアーチ形式による長支間RC床版の検討」

能登 宥愿、内田 智文、山下 久生

1-582, pp.1161～1162

「鋼床版デッキプレートと垂直補剛材溶接部の改良ディテールの局部応力の検討」

山本 泰幹*¹⁹、斉藤 亮*¹⁹、川畑 篤敬*¹、横山 薫*¹、
矢ヶ部 彰、江崎 正浩*¹

CS10-014, pp.327～328

「鋼床版デッキプレートと垂直補剛材溶接部の改良ディテールの腹板補剛機能の検討」

山本 泰幹*¹⁹、斉藤 亮*¹⁹、川畑 篤敬*¹、横山 薫*¹、
矢ヶ部 彰、江崎 正浩*¹

CS10-015, pp.329～330

「将来拡幅を考慮した橋梁の構造形式検討(第二東名高速道路 須津川橋下り線)」

高橋 昭一*³、高橋 章*³、栗田 繁実、永山 弘久、
生駒 元、阪野 崇人*²⁰

CS10-035, pp.369～370

「将来拡幅を考慮した合理化合成床版を有する2主鋼桁橋の提案(第二東名高速道路 須津川橋下り線)」

高橋 昭一*³、築山 有二*³、阪野 崇人*²⁰、永山 弘久、
生駒 元、川村 暁人

CS10-036, pp.371～372

「打替え用FRP合成床版の構造開発に関する研究」

長尾 千瑛*⁵、久保 圭吾、小牧 秀之*²¹、石崎 茂*²²、
平山 紀夫*²³、松井 繁之*⁵

CS10-040, pp.379～380

第6回 複合構造物の活用に関するシンポジウム講演論文集

発刊 2005年11月
主催 (社)土木学会

「上段配置した横桁で合成床版を支持する2主桁桁橋の開発 - 第二東名高速道路須津川橋下り線 -」

高橋 昭一*³、鈴木 永之*³、築山 有二*³、永山 弘久、
生駒 元、阪野 崇人*¹²

(9),pp.9-1 ~ 9-8

「首都高速道路の連続合成鉄桁橋における合成床版の要求性能の一考察」

久保田 強*¹⁹、吉川 直志*¹⁹、山本 泰幹*¹⁹、
松井 繁之*⁵、伊藤 剛*²⁴、林 暢彦

(10),pp.10-1 ~ 10-8

Proceeding of the Eighteenth KKCNN Symposium on Civil Engineering

発刊 2005年12月
主催 国立台湾大学

「Application of Finite Element Method for Simulation of Fatigue Crack Growth in Steel Members」

S.ICHIGE、T. UTSUNOMIYA *¹⁸

pp.535 ~ 540

*¹(社)日本橋梁建設協会、*²(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会、*³日本道路公団、*⁴長岡技術科学大学、*⁵大阪大学大学院、*⁶ヤマト設計(株)、*⁷JFEエンジニアリング(株)、*⁸長崎大学、*⁹日本橋梁(株)、*¹⁰Hitz日立造船(株)、*¹¹川崎重工(株)、*¹²瀧上工業(株)、*¹³(株)サクラダ、*¹⁴法政大学、*¹⁵オイレス工業(株)、*¹⁶三井造船(株)、*¹⁷間 組、*¹⁸京都大学大学院、*¹⁹首都高速道路公団、*²⁰宮地・瀧上共同企業体、*²¹新日本石油(株)、*²²(株)富士技建、*²³日東紡績(株)、*²⁴川田工業(株)

グラビア写真説明

慎太郎橋

昨秋、NHKの番組「その時 歴史が動いた」でも大きく取り上げられた幕末の志士「中岡慎太郎」。本橋は高知県東部に位置し、R 493号と、彼の生家や「中岡慎太郎館」がある対岸へのアクセス道路として施工されました。

R 493号は、現地近くまで地域高規格道路「北川奈半利道路」も既に供用されており、本橋は平成18年春には開通予定です。

上部工の特徴としては、低コストの少数主桁と現場打PC床版を採用された事が挙げられます。(西田 宏之)

鷹野立体上部工事

鷹野立体は、三郷ジャンクションより国道298号を南へ約4.5km程の距離に位置し、草加三郷線交差部に建設され、国道298号・草加三郷線・外環自動車道が三重に立体交差した形態となります。

施工に当たっては、構造形式が下部工において複合構造橋脚と剛結構造、上部工において少数主桁構造と場所打ちPC床版と、高度の施工精度を要求される非常に難易度の高い工事でした。さらに、総合評価方式(入札時VE提案)で架設工期と作業時間(休日作業・早出残業不可)の提案を守るべく、創意工夫を凝らしました。(清水 達也)

鶴見川橋梁

横浜市は市の主要地区を環状方向に連絡する地下鉄4号線の整備を進めています。この橋は、神奈川県横浜市都筑区川和町～緑区北八塑町間の鶴見川に架かる鉄道橋です。SRCスラブ式・複線下路単純トラス橋という珍しい形式の橋梁です。(有沢 一民)

西春(その2) 工区上部工事

本線は愛知県清須市～一宮市に至る延長約8.9kmの自動車専用道路であり、名古屋高速6号清洲線及び東名阪自動車道、名神高速道路と接続して名古屋の交通の大動脈として位置づけられています。

本工事は、その内の539m区間(鋼重6,000t以上)と大規模であり、かつ非常に交通量が多い「国道22号線上での施工」であったため、夜間架設と横取り工法が主となる難工事でした。(原 崇)

藤曲高架橋（仮称）

本橋は、山口県が「湾岸新時代」と名付け、山口・宇部・小野田道路として整備され、厚東川と栄川の中州に位置します。新時代＝『より速く・強く』をスローガンに連続高架と低コスト化を実現した自動車専用道路です。

弊社は、そのニーズから、少数主桁＋QS Slabの採用＝「低コスト化を実現」更には、LCCを考慮した桁防錆（金属溶射）にも取り組みました。本橋は、現在の最新技術を導入した橋梁として今後注目を集めて行く一つだと自負致しております。また、QS Slabから更に新技術（FRP床版）の提案を行い、常に最新の建設技術を駆使するなど、更に続くこの湾岸路線でも、技術貢献できればと考えています。（三橋 裕）

大高跨線橋

本工事は、東名阪自動車道の名古屋南ICと有松ICの間に位置する、合成床版（QSスラブ）を有する橋長265mの4径間連続非合成箱桁橋です。最大の特徴はJR東海道新幹線とJR東海道本線を跨いでいる点で、架設に際しては夜間送出し架設が採用されました。本橋は名古屋都市圏の骨格となる名古屋環状2号線の一部であり、利便性の向上、地域間交流の活性化、中部国際空港へのアクセス道路としても期待されています。（清水 康史）

御手洗橋

橋梁形式の「合成床版橋（QSB）」とは中小規模の橋梁を対象に、より安く！より低桁高で！より短い工期を！目的に開発された橋梁です。本橋の特徴は、隅切りによるA1側桁端部拡幅の対応として、アバット側から橋軸方向約3m位（W=7.8～5.2m）の範囲で合成床版（QS Slab）を採用している事です。

ところで、鋼・コンクリート合成構造の利点とは、地震災害等により万が一コンクリートが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為、補修施工による耐荷力回復がより容易に可能となります。（西田 宏之）

三郷西高架橋

本工事は外環自動車道の三郷料金所の渋滞緩和対策として内廻りの料金所ブースを増設するため、料金所を跨いだ本線部分315mとJランプ312mの合計627mの範囲について既設桁の床版を拡幅する工事である。橋梁数が6橋と多く構造形式も連続非合成箱桁×3橋、連続非合成箱桁橋、3径間立体ラーメン構造、単純合成箱桁と多種に渡っている。また、重交通路線である国道298号が高架橋下に併走していることから、交通規制の回数も最小限に抑えるため、国道上においては床版と壁高欄を鋼製型枠に変更し先頭固定規制を行い横取り架設により工程の短縮を図った。

（清水 康史）

美原大橋

本橋は、千歳市を起点とし小樽市に至る地域高規格道路である道央圏連絡道路美原バイパスの石狩川に架かり、最大スパン340m、主塔高80mの一面吊鋼斜張橋として支間長が国内3位、世界8位にランクされる長大橋です。平成17年3月に開通し地域ネットワークの一翼を担い、景観・環境にも配慮した美原大橋は、北海道の新たなシンボルとして未来を結ぶ架け橋と期待されています。（斎木 敦）

金木橋

この橋は袖ヶ浦中島木更津線木更津市久津間の小櫃川（おびつがわ）に架かる 橋長330.6m、幅員25mの8径間連続変断面鋼箱桁橋です。特徴として、下フランジがアーチのような形状を有しており、景観性を重視した構造となっています。また変断面箱桁としてもかなり特殊であり、ここまで急激な桁高変化（R18～102m）をしている鋼橋は全国でも過去に事例が見当たらないようです。実物は本当にとても美しいです。（中野目 稔）

グラフィア写真説明

Mindanao 210MW Coal Fired Plant (Stack & Support)

フィリピン、ミンダナオ島に建設中の火力発電所の煙突です。煙突本体およびそれを支える櫓の製作が施工範囲です。現地工場へ下請けし、我が社から派遣した製作の技術者が工場製作管理を行いました。対象物が橋梁ではなかったため、色々と苦労した点もありましたが、無事完工しました。(小池 明)

THACH QUANG Bridge (タッククワン橋)

本案件は、日本国政府によるベトナム国向けのODA(政府開発援助)で発注になりました。ODAとは、開発途上国の経済・社会の発展や福祉の向上に役立つために行う資金・技術提供による協力のことで、その方法は数種類に分けられます。今回は無償資金協力の「機材供与」という形式で行われました。施工範囲である鋼桁の製作および現地までの輸送の範囲で資金が供与されるので、現地での内陸輸送および架設は現地の資金および作業者によって行われます。この機材供与型に対する日本政府の評価は高く、同様の計画で来年3月より「北部山岳地域橋梁改修計画」(52橋が要請されている。)のJICAに依る基本調査がスタート予定です。弊社としては引き続き受注すべく双日と共に鋭意作業中です。(小池 明)

兎尻橋補修工事

兎尻橋補修工事は、国道282号の小坂川に架かる本橋の既設床版の打ち換えおよび本体のB活荷重対応補強を行った工事で、床版の打ち換えには、国内で初めてFRP合成床版を採用しました。

兎尻橋は、秋田県北東部に位置する鋼単純合成鉄桁で、昭和41年にしゅん功して以来、約40年間供用されており、床版は長期に亘る供用の中で豪雪地域特有の塩害や凍害による損傷を受け、打ち換えが必要な状況でありました。

補修計画のテーマは、現行道路橋示方書の床版要求性能を満足しかつ、上下部工の補強量を最小におさえ、工事工程を厳守することにあります。FRP合成床版の採用は、さびないという材料的特質に着目した塩害対策と、合成床版としての薄い床版厚でB活対応が可能でかつ鋼・コンクリート合成床版に比べ単位体積重量が1割軽いという死荷重低減効果を生かし、上部工本体および下部工への補強量を最小にしました。また、施工においては永久型枠として用いるFRPパネルによって型枠工を省略し、パネルのブロック架設を併用することで大幅な工期短縮を実現。所期の課題を克服し、高い評価をいただいた工事です。(栗田 裕之)

上部工耐震補強工事15-7

本工事は兵庫県南部地震及び予測される東海・東南海地震のような大地震に備え、大きな強度をもつレベル2地震動に対する上部構造の耐震性を確保するための既設高架橋の補強工事(変位制限構造・落橋防止構造の施工及び支承補強)です。当工事では、現場が名古屋の中心部のため景観に配慮して頂上部の橋軸直角方向幅が狭い独立柱式橋脚を有する橋梁形式が採用されているため、狭い橋脚頂部での既設構造物への施工性、耐震性に優れる座屈拘束ブレースを変位制限構造に国内で初めて採用しています。(関根 弘之)

キャノン下丸子先端技術研究棟新築工事

多摩川沿いのキャノン下丸子の敷地内に新たに、先端技術研究本部とコアテクノロジー開発部が入るビルディングです。(百瀬 太博)

東京大学医学部附属病院中央診療棟(Ⅱ期)新営工事

東京都文京区本郷の東京大学構内、龍岡門を入れて右側に東大病院の診療等、入院棟があるが、この一角に新たに診療棟が建設された。外壁はこれまでの建物と同じパステルカラーで統一され柔らかい雰囲気を出している。

当病院の建設には、最新の医療機器を設置する为非磁性体のステンレス鋼が使用されたり、新しい試みとして電話会社、宅配会社、流通会社等が参加して、病院と異業種との融合の模索も始まろうとしている。(西原 英次)

編集後記

本号の巻頭言は名古屋大学大学院の山田健太郎教授にお願いいたしました。

鋼橋のアフターケアである維持・管理につきまして、鋼橋メーカーの技術力を信頼して頂いた上で、その役割と取り組む姿勢について貴重なご意見を頂いております。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、社会資本整備の重要課題である都市再生における渋滞対策としての立体交差に対して、工期と交通規制期間の短縮が可能であり、今後一層の採用が期待される架設技術であるQS工法の施工報告が掲載されております。また、新技術であるFRP合成床版、鋼・コンクリート合成床版・合成床版橋についても研究・開発成果および施工実績が報告されおります。さらに、鋼橋のアフターケアである維持・管理に関しましても疲労亀裂の補修、桁端腐食にともなう補修について報告されており、本誌において宮地の新設橋梁の開発・設計・架設から既設橋梁の補修に至るまで幅広い技術を報告させて頂いております。今後も更なる技術研鑽を進め、より多くの成果を報告し、橋梁に関する技術の向上に貢献できれば幸いです。

最後になりましたが、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				
	鈴木 徹	永見 研二	中村 佐吉				
	永谷 秀樹*	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	山越 信也				
	吉川 薫						

*印 事務局兼務

宮地技報 第21号

発行日 平成18年1月31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