



### 椿原橋

発注者 日本道路公団中部支社  
清見工事事務所  
形式 3径間連続複合トラス橋  
橋長 322.0m  
幅員 10.49m  
鋼重 1,712t  
路線 東海北陸自動車道  
所在地 岐阜県大野郡白川村  
竣工 平成14年7月  
説明文 P60

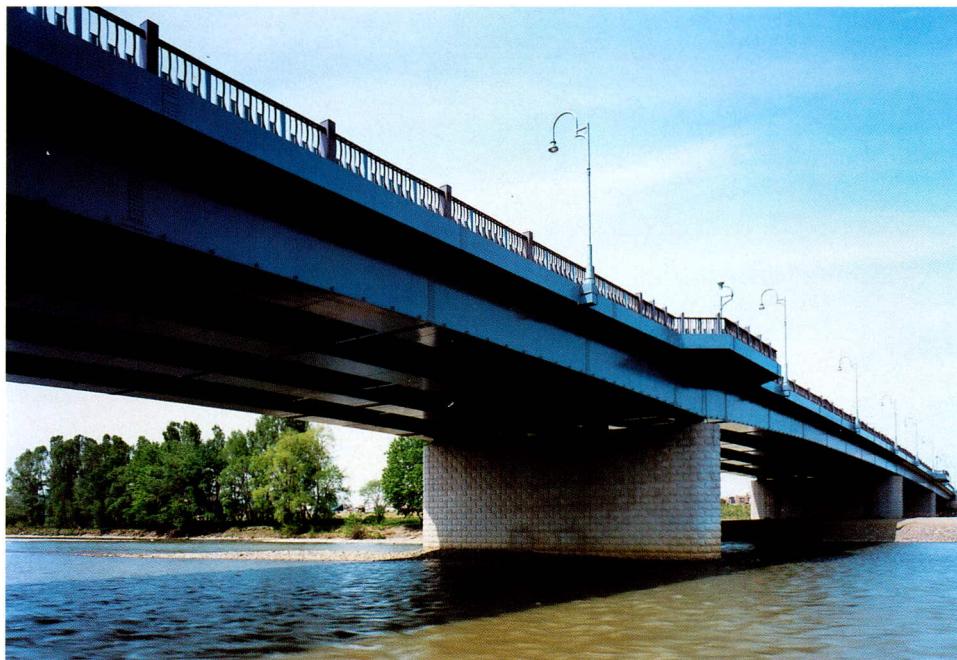




荒川横断橋梁〔仮称〕

発注者 東京都  
 形式 3径間連続斜張橋  
 橋長 547.3m  
 幅員 26.0m  
 鋼重 11,410t  
 路線 放射16号線  
 所在地 東京都江東区～江戸川区  
 竣工 平成14年3月  
 説明文 P66

新橋



発注者 北海道旭川市  
 形式 2径間連続鋼床版箱桁  
 +2径間連続箱桁  
 橋長 280m  
 幅員 24.5m  
 鋼重 2,432t  
 路線 4条東鷹栖通  
 所在地 北海道旭川市  
 竣工 平成14年8月  
 説明文 P66



常新、荒川B

発注者 日本鉄道建設公団東京支社  
 形式 3径間連続鋼床版  
 下路トラス橋(鉄道橋)  
 橋長 448.05m  
 幅員 8.4m(主構間隔)  
 鋼重 4,810t  
 路線 つくばエクスプレス  
 所在地 東京都足立区  
 竣工 平成15年3月  
 説明文 P74

## 奥裾花大橋

発注者 長野県  
形式 鋼中路式口一七橋  
橋長 230m  
幅員 7.7m  
鋼重 1,730t  
路線 林道大川線  
所在地 長野県上水内郡鬼無里村  
竣工 平成16年3月  
説明文 P115



## 中部国際空港連絡橋

発注者 愛知県企業庁  
形式 (下り線) 2径間連続鋼床版箱桁  
T型鋼製橋脚1基(合結構造)  
橋長 180.0m  
幅員 10.0m  
鋼重 1,178t  
路線 一般県道中部国際空港線  
所在地 愛知県常滑市沖  
竣工 平成14年6月  
説明文 P128

## [仮称] 久慈川新橋

発注者 茨城県大宮土木事務所  
形式 3径間連続箱桁  
+4径間連続鋼床版箱桁  
+3径間連続箱桁  
橋長 655m  
幅員 16m  
鋼重 4,000t  
路線 日立東海線  
所在地 茨城県那珂郡東海村  
竣工 平成14年1月  
説明文 P128





### 新日野橋 [仮称]

発注者 関東地方整備局 相武国道工事事務所  
 形式 4径間連続鋼床版箱桁  
 橋長 385m  
 幅員 14.7~8.0m  
 鋼重 2,895t  
 路線 一般国道20号 日野バイパス  
 所在地 東京都国立市~日野市  
 竣工 平成14年3月  
 説明文 P128

### 謙信公大橋

発注者 新潟県上越土木事務所  
 形式 単弦ローゼ桁 2連  
 橋長 241.4m  
 幅員 28.8m  
 鋼重 1,069t (A1~P1)  
 路線 3・2・25号 中屋敷 藤野新田線  
 所在地 新潟県上越市  
 竣工 平成15年3月  
 説明文 P145



### 川井大橋 (落合6号橋)

発注者 高知県本山土木事務所  
 形式 鋼2径間連続非合成トラス橋  
 橋長 118.0m  
 幅員 10.25m  
 鋼重 395t  
 路線 国道439号  
 所在地 高知県長岡郡大豊町  
 竣工 平成14年1月  
 説明文 P145

## 熊ヶ原橋

発注者 広島県  
形式 下路式ランガー橋  
橋長 87.0m  
幅員 10.3m  
鋼重 388.5t  
路線 一般県道牧油木線  
所在地 広島県神石郡油木町  
竣工 平成13年1月  
説明文 P145



## 四十八ヶ瀬大橋

発注者 北陸地方整備局  
富山工事事務所  
形式 5径間連続鋼箱桁  
橋長 590.1m  
幅員 12.2m  
鋼重 1,169t  
路線 一般国道8号  
入善黒部バイパス  
所在地 富山県黒部市  
竣工 平成12年6月  
開通 平成13年11月  
説明文 P145

## 一ツ橋

発注者 長野県松本市  
形式 単純鋼床版2主桁橋  
(歩道部2橋)  
橋長 21.83m  
幅員 3.4m  
鋼重 34t  
所在地 長野県松本市  
竣工 平成13年12月  
説明文 P157



## 第5北上川橋りょう

発注者 日本鉄道建設公団盛岡支社  
形式 曲弦下路トラス橋（鉄道橋）  
橋長 115.0m  
幅員 10.0m（主構間隔）  
鋼重 750t  
路線 東北新幹線  
所在地 岩手県岩手郡滝沢村～玉山村  
竣工 平成13年10月  
説明文 P162



## たたら橋（東神沢川橋梁）

発注者 群馬県粕川村  
形式 単純合成少数鈹桁橋（合成床版）  
橋長 38.0m  
幅員 11.7m  
鋼重 102t  
路線 林道1125線南部幹線  
所在地 群馬県粕川村  
竣工 平成15年3月  
説明文 P162



## 大年寺山テレビ放送所自立式146m鉄塔新設工事

発注者 日本放送協会、(株)東日本放送、東北放送(株)  
設計 (株)エヌ・ティ・ティ ファシリティーズ  
施工 宮地・電気興業鉄塔建設共同企業体  
構造 鉄骨造 (パイプトラス構造：146m)  
鋼重 700t  
工期 平成12年9月～平成13年8月  
説明文 P167



## 〔仮称〕JR貨物業務・商業棟新築工事

施主 JR貨物(株)、JR東日本(株)、(株)ホテルエドモンド  
設計 (株)日建設計  
施工 鹿島・清水・大成・熊谷 特定建設工事共同企業体  
構造 SRC+S造,地下2階,地上35階,塔屋2階  
鋼重 16,000t  
工期 平成12年12月～平成15年1月  
説明文 P167



### NTT DoCoMo品川ビル〔仮称〕新築工事

施主 (株)エヌ・ティ・ティ・ドコモ  
設計 (株)エヌ・ティ・ティ ファシリティーズ  
施工 NTT DoCoMo品川ビル〔仮称〕  
新築工事共同企業体  
構造 SRC+S造,地下2階,地上29階,塔屋1階  
鋼重 15,000t  
工期 平成12年1月～平成15年2月  
説明文 P179

### 品川駅東口B-3地区ビル〔仮称〕新築工事

施主 (株)エヌ・ティ・ティ・データ、他  
設計 (株)エヌ・ティ・ティ ファシリティーズ  
施工 大林他共同企業体  
構造 SRC+S造,地下3階,地上30階  
鋼重 13,000t  
工期 平成13年1月～平成15年6月  
説明文 P179



## 巻頭言

### 建築鉄骨における実用的な入熱・パス間温度の管理手法

信州大学 中 込 忠 男

#### 1. はじめに

平成12年6月の建築基準法の改正に伴い、告示1464号が発令され、一部の溶接接合部の要求性能が数値として明文化された。その中で、パス間温度と溶接入熱に関する規定は明文化されていない。しかしながら、溶接材料はJISに適合した製品を使用するという規定から、JISの解説に書かれているパス間温度と溶接入熱の表が管理値として採用されている。また、鉄骨製作会社の認定工場制度の根拠であった告示1103号が廃止され、新たな工場認定制度において、パス間温度と溶接入熱の規定が盛り込まれていることから、現在の製作現場において、パス間温度と溶接入熱の管理が必然的に管理項目の一つとなっている。

パス間温度と溶接入熱の規定を守るためには、基本的にはプロセス管理しか方法がない。しかし、パス間温度と溶接入熱を管理する本来の目的は、溶接により接合部の耐力低下及び靱性劣化の防止にある。したがって、施工後の検査により、強度及び靱性を非破壊で推定できれば良いと言える。

パス間温度や溶接入熱は、あくまで強度や靱性の要求性能を満たすための間接的な指標であるため、パス間温度では数十℃、溶接入熱では数百J/cmくらいは誤差範囲とも言えるのではないかと考えられる。また、パス間温度及び溶接入熱と、接合部の力学的性能の関係は、溶接材料の化学成分や鋼材の化学成分などによる要因も大きい。しかし、各メーカー毎の溶接材料及び鋼材の化学成分が違うことから、全ての組合せが要求性能を満たしているのか調べることは難しいため、異メーカー混合材で決めた管理値はJISの解説のような大雑把な制御値となり、しかも、統計的な下限値のため、どうしても厳しい管理値となっている。逆に言えば、使用する鋼材や溶接材料を特定すれば、管理値はそれらの材料の特性により、変えることも可能であるため、ある程度の実態調査を行うことで、管理値を引き上げることも可能である。

#### 2. 入熱・パス間温度管理の位置付け

本来、全ての溶接部に厳密な入熱・パス間温度管理が必要な訳ではない。設計要求品質へ立ち帰ることで、部位によって管理レベルのランクが存在するはずである。設計者は、なぜその部分に入熱・パス間温度管理が必要なのかを明確にしておくべきである。また、そのためのランクの考え方としては、存在応力のみを勘案すれば良い部位、オーバーマッチングが必要な部位、変形能力も併せて必要な部位など、建物別・部位別の設計的な解釈が必要である。入熱・パス間温度管理の第一歩としては、構造設計者との意思疎通が重要である。

#### 3. 入熱・パス間温度管理のスペック

基本（安全側）はJISの解説表であるのに対し、調査や研究結果に基づくワイヤの銘柄別（成分系別）

の管理スペックがある。また、JISの解説表は階段型のスペックなのに対し、より扱いやすいように連続型のスペックに加工して用いる方法がある。

いずれにせよ、管理スペックは設計要求性能に密接に関わっていることから、構造設計者・監理者と十分な協議を行う必要がある。これだけやって何がどうなるのかを明瞭にすることが肝要である。

#### 4. 最近の研究成果による結果報告

溶接条件による強度・靱性の変化および溶接部の継ぎ手形状による温度の変化状況から、以下のことが分かってきた。

- (1) 入熱・パス間温度が増大すると、溶接金属の800℃→500℃冷却時間が長くなり、結晶粒の粗大化および脱酸反応によるSi, Mn, Ti等のワイヤー添加元素の減少により、強度、靱性が低下する。
- (2) 同じ入熱・パス間温度条件でも、板厚や接合部形状で800℃→500℃冷却速度は異なる。
- (3) 実際の柱梁接合部においては同じ強度レベルの熱条件（800℃→500℃冷却速度）は、平板継手に比較してパス間温度で+100℃程度に相当する。
- (4) 現在、入熱・パス間温度に関する多くの実験は板同士の平継手から得られたデータであり、実際の接合部にこのままの溶接管理条件を決めると、過大になると考えられる。
- (5) 実際の柱梁接合部で、通常程度のフランジ幅で連続溶接しても、パス間温度は大きく上昇しない。

これらのことを総じて考えると、通常は入熱管理さえしていればよく、パス間温度の管理は不要ではないかということが見えてくる。すなわち、管理方法のひとつの案として、入熱（電流・電圧）の上限は定めるが、パス間温度管理をせずに連続溶接してよいフランジ幅の下限値を定め、極端に溶接線の短い場合のみパス間温度が適正になるような管理をすることが必要である。

#### 5. おわりに

入熱を絞りすぎたり、パス間温度を低くしすぎたりすると、溶け込み不足やスラグ巻き込みにより溶接欠陥が発生する可能性が高くなる傾向があるので、むやみに温度管理すればいいというわけではなく、適切な箇所を適切な温度にて管理すべきである。さらに、YGW18以上の高級な溶接ワイヤーを用いた場合に、極端な低入熱、低パス間温度では、強度が高くなりすぎ、割れが発生したりすることがあるので、YGW18を使っているからといって入熱管理が全く省略できるわけではない。

また、板厚や板幅など試験体形状、使用ワイヤーのメーカーにより結果が変わるので、それぞれの実験における温度条件の数値は絶対的なものではないことは考慮に入れておかななくてはならない。

溶接接合部の管理ではあくまで溶接金属の強度・靱性を確保することが本来の目的であり、パス間温度・入熱管理は、強度を確保する一手段に過ぎない。強度・組織に影響する因子のなかで800℃→500℃冷却時間といった直接的な因子を間接的にコントロールするために有効な管理方法のひとつが入熱・パス間温度管理であり、溶接金属の強度・靱性が確保できることが分かれば他の管理方法があってもよい。

## 技術評論

宮地建設工業(株) 取締役 滝戸 勝一

「Miyaji」に入社以来、設計から工事へと実務一辺倒で従事してきて、いきなり評論をせよ...と言われても、戸惑いながらの書き出しである。

最近、よく橋梁の補修工事のため既設の橋梁現場を、固くなった身体を屈めながら歩きながら、様々な思いがよぎります。足元の検査路は歩き易い構造になっておりますが、以前に取り付けた検査路は、垂直補剛材間に取り付けたパイプの手すりを掴んで、下フランジの上を歩くという簡易的な、とび職でなければとても使えないような、怖いもの、実は標準図の作成者は私自身である。検査路からまず目に止まるのは鋼構造の現場継手である、リベットから高力ボルトへ、時々混在しているのを見ると、さては最近補修をした部材かなと識別することが出来ます。主構などに残っている補修前のリベット継手の配列に、力の流れも良さそうな美しい千鳥配列のリベット配置を発見すると、当時の手馴れた図面書き(人)の心意気が伝わってきます。現在、更に高力ボルトから現場溶接継手へ急速に代りつつあります。美観上からも現場溶接継手がますます多く採用されるようになってきましたが、現場溶接継手で組立てるには難易度高い形式の橋梁においては、架設組立て後の誤差による形状が、道路橋示方書(H14)に求められている。設計で要求する許容圧縮応力度・安全性能を満足させることが難しい場合がある。予測される形状誤差を鋭く予知して、綿密な施工計画と高い施工管理能力が要求される。

変遷が多い構造物では、床版を挙げなければなりません。昭和40年代には床版厚は薄く、支間を跳ばず設計方針で進めてきた。そうでなければ最小鋼重で勝負する競争設計には勝てなかった。しかし走行車両の重量オーバーと車両の増加にともない床版の損傷が激しく、縦桁追加および鋼板接着等で補強してきました。その後の床版設計は、床版支間によって所要厚さを規定したので、床版厚を抑えるために主桁間隔を狭めた多主桁が採用されるようになった。架設する時に2本主桁を組立てて箱形状とした場合、以前ほど扁平でないため少し安定性は落ちた。しかし一番の問題点は、多主桁により横桁、横構の部材数が増加し、製作・架設に取り扱う部材数が多くなり、歩掛り増加を招き鋼橋のコストアップに繋がった。そこで最近、コスト削減を目指して、高強度のPC床版

と少主桁を組合せた形式を採用するとともに、以前から製作の歩掛りを下げるために、ほぼ定着してきたフランジの板継ぎを省略する方法で鋼橋の競争力を高めてきた。現場サイドにおいても、旧来のような仮設備を多量に投入した架設工法では、仮設備の製作費、輸送、組立て、解体のコスト増になり、鋼橋の最大の利点である軽く取り扱い易い部材を架設するのであるから、最小の機材・重機・労務によって短期間で完成し、維持補修においてもメタルの特性を活かした経済的方法を確立しなければならない。

受注した工事の一般図を最初に見る時、計画段階からよく検討された適度なスパン割を有するアプローチから、本橋は地形にマッチした橋梁形式で、現場架設に優しい橋に出会うと、工事の安全性・架設コストの心配もなく無事竣工を迎えることが出来そうな気になってきます。

鋼橋は如何に取り扱い易い部材であるかという特徴は、地震時に発揮されます。地震後の現地調査は、橋脚に上がり支承周りを点検します。ほとんどの場合セットボルトの切断、あるいはピンチプレートの回転によって上下部工の結合が解かれて、地震エネルギーが解放されているため本体の損傷は軽微なもので済み、ジャッキアップして短期間に補修することが出来ました。しかし平成7年1月17日の阪神大震災の時は高速道路の落橋によって、観光バスが危うく橋上から落下という大事故の一手前まで経験した。その反省から現在有効な落橋防止の取り付けに努めております。その震災復旧時にもメタル構造物は、破壊された部材が瓦礫の山と化すこともなく、他の構造物に先んじて復旧作業が順調に進み、国道の交通確保によって、皆が待望したライフラインの早い回復に寄与した。

現在、都市の高速道路は補修が多くなり、更に解体・再生も視野に入れなければならない時がやってきました。この分野でもメタルは扱い易い部材であるという長所を活かして、よく言われる洗濯機を再生するも、解体時に取り除くべき物が多く、コストがかかる為再生化が進まないというような事が、少なくとも鋼橋の再生においては避けなければならない。鋼橋は扱い易い部材であること認識して充分活用する事にしましょう。

# 第二東名高速道路 藁科川橋における鋼桁の設計

## Design of Steel Girder in Warashinagawa Bridge(2nd Tomei Expressway)

河西 龍彦\*<sup>1</sup> 生駒 元\*<sup>2</sup> 上原 正\*<sup>3</sup>  
 Tatsuhiko KASAI Motoshi IKOMA Tadashi UEHARA

### Summary

For the Warashinagawa Bridge, on the 2nd Tomei Expressway, whereas the design and construction of its first long-span cast-in-place PC slab in Japan attracts attention. But in designing of steel girders, a new attempt was done to have excellent durability and a rational structure. This report introduces the outline of a process to design of open-section box girder, stud shear connectors, seismic strengthening, and accessories for the Warashinagawa Bridge. This report also presents future tasks of this type of bridges.

キーワード：鋼2主桁橋，連続合成桁，耐久性，合理化，省力化

### 1. はじめに

高い耐久性を有するプレストレストコンクリート床版（以下、PC床版という）を鋼2主桁橋に組み合わせた橋梁形式は、構造の合理化ならびにライフサイクルコストの観点などより、現在もっとも注目を集めている橋梁形式のひとつである。日本道路公団静岡建設局が建設する第二東名高速道路（以下、第二東名という）においても「PC床版を有する鋼2主桁橋」が鋼橋の標準形式と考えられており、そのパイロット工事として先行発注されたのが藁科川橋である。

第二東名の広幅員（有効幅員16.5m）に「PC床版を有する鋼2主桁橋」を適用する場合、その床版支間長は10～11mとなり、国内では例を見ない長支間のPC床版を実現する必要がある。また、このような広幅員のPC床版は輸送上の制約を受けることと、第二東名は山間部の施工が多いことなどから、PC床版の施工は場所打ちを基本とし、さらに現場施工の合理化・省力化を図るために大型の移動式型枠支保工の開発を行った。

このような「長支間場所打ちPC床版」を実現するため、筆者らは、床版形状、床版厚、床版の設計曲げモーメント、床版作用と主桁作用の重ね合わせ、床版の限界状態の照査、温度応力への対応等に関する研究や、実物大模型による検証実験などを行ってきた<sup>1)~3)</sup>。また、現場の床版施工も順調に進んでおり、現在その最終段階を迎えているところである。（写真-1, 2）



写真-1 現場状況（2002.7）

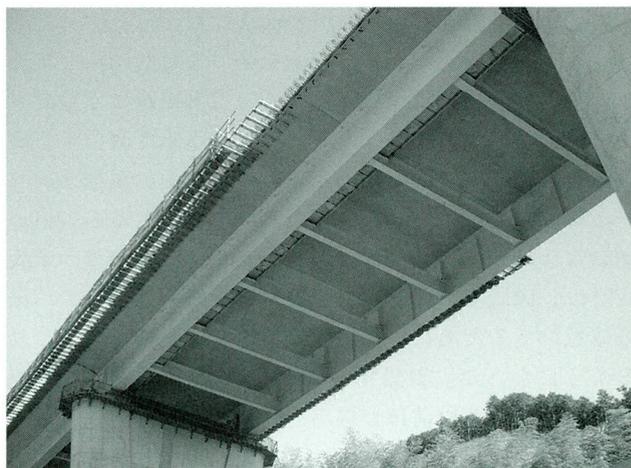


写真-2 床版支間長11mの長支間床版（2002.12）

\*技術本部設計部設計一課課長（宮地・瀧上JV設計部会長） \*技術本部工事部工事計画課担当課長（宮地・瀧上JV現場代理人，架設床版部会長）  
 \*技術本部設計部設計一課（宮地・瀧上JV設計部会員）

藁科川橋と言えば長支間場所打ちPC床版が注目を集めるところであるが、本文ではあえて床版から離れ、鋼桁について論ずることとした。

我々鋼橋に携わる技術者には、これまで「鉄筋コンクリート床版はいつか壊れるもの」という暗黙の認識があったと思われる。しかしながら、藁科川橋で採用されたPC床版は橋軸直角方向にプレストレスが導入されていることに加え、その床版厚も最小で36cmと従来のイメージを覆すほど厚い。床版の限界状態の照査や疲労の照査を行ってみても、照査結果は数百年を優に越すものであり、藁科川橋の床版は極めて高い耐久性を有している。

床版の耐久性がここまで高くなってくると、床版が壊れる前に鋼桁が先に壊れてしまうようなことがないように、鋼桁にも高い耐久性が求められる。さらに、鋼橋としての価格競争力を高めるため、鋼桁は構造の合理化と施工の省力化が図られたものでなくてはならない。すなわち、藁科川橋における鋼桁の設計のキーワードは、高い耐久性の確保、構造の合理化、そして施工の省力化であった。

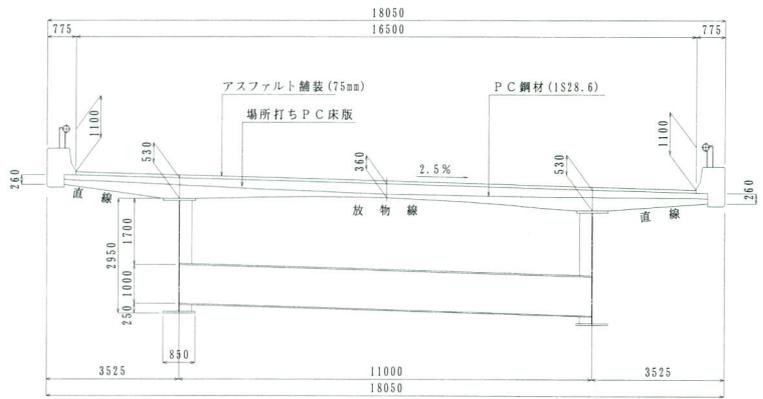


図-2 鈹桁橋の標準断面図 (単位: mm)

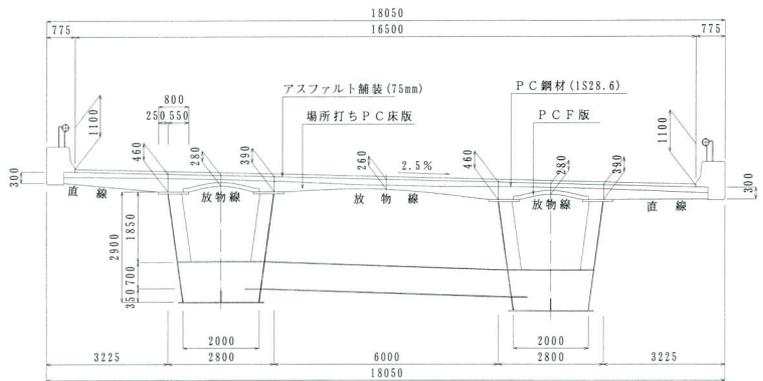


図-3 箱桁橋の標準断面図 (単位: mm)

## 2. 藁科川橋の概要

藁科川橋は、静岡市内において安倍川支流の藁科川を第二東名が横断する箇所に位置する。(図-1)



図-1 藁科川橋の位置図

工事は東から藁科川橋東(藁科川左岸陸上部)、藁科川橋中(藁科川河川部)、藁科川橋西(藁科川右岸陸上部)の3工区に分割されており、上り線の最も東側が2主鈹桁橋、その他は2主開断面箱桁橋である。このうち、藁科川橋東と藁科川橋中の2工区を宮地・瀧上JVが受注した。鈹桁橋と箱桁橋の標準的な断面図を図-2, 3に示す。鋼桁形式の使い分けは主桁の支間長によるもので、主桁の支間長が40~50m程度は鈹桁橋が、60~70m程度は箱桁橋が採用された。藁科川橋の一般図を図-4に、橋梁諸元を表-1に示す。

表-1 橋梁諸元

工事名	第二東名高速道路 藁科川橋東(鋼上部工) 工事 第二東名高速道路 藁科川橋中(鋼上部工) 工事
工事箇所	(自) 静岡県静岡市小瀬戸 (STA. 705+62) (至) 静岡県静岡市谷津 (STA. 714+7.5)
工事延長	(上り線) 844m, (下り線) 580m
橋梁形式	(上り線) 鋼4径間連続2主箱桁橋×2連+鋼7径間連続2主鈹桁橋 (下り線) 鋼4径間連続2主箱桁橋×2連
道路規格	第1種第1級 設計規格A 設計速度120km/h
荷重	B活荷重
有効幅員	16.5m (3.250+3×3.750+2.000m)
支間長	(上り線) 74.2+2×75.0+74.2, 64.6+2×61.0+59.6, 41.1+5×42.3+41.0m (下り線) 74.2+2×75.0+74.2, 74.1+74.0+66.0+64.4m
施工者	(株)宮地鐵工所・瀧上工業(株)共同企業体

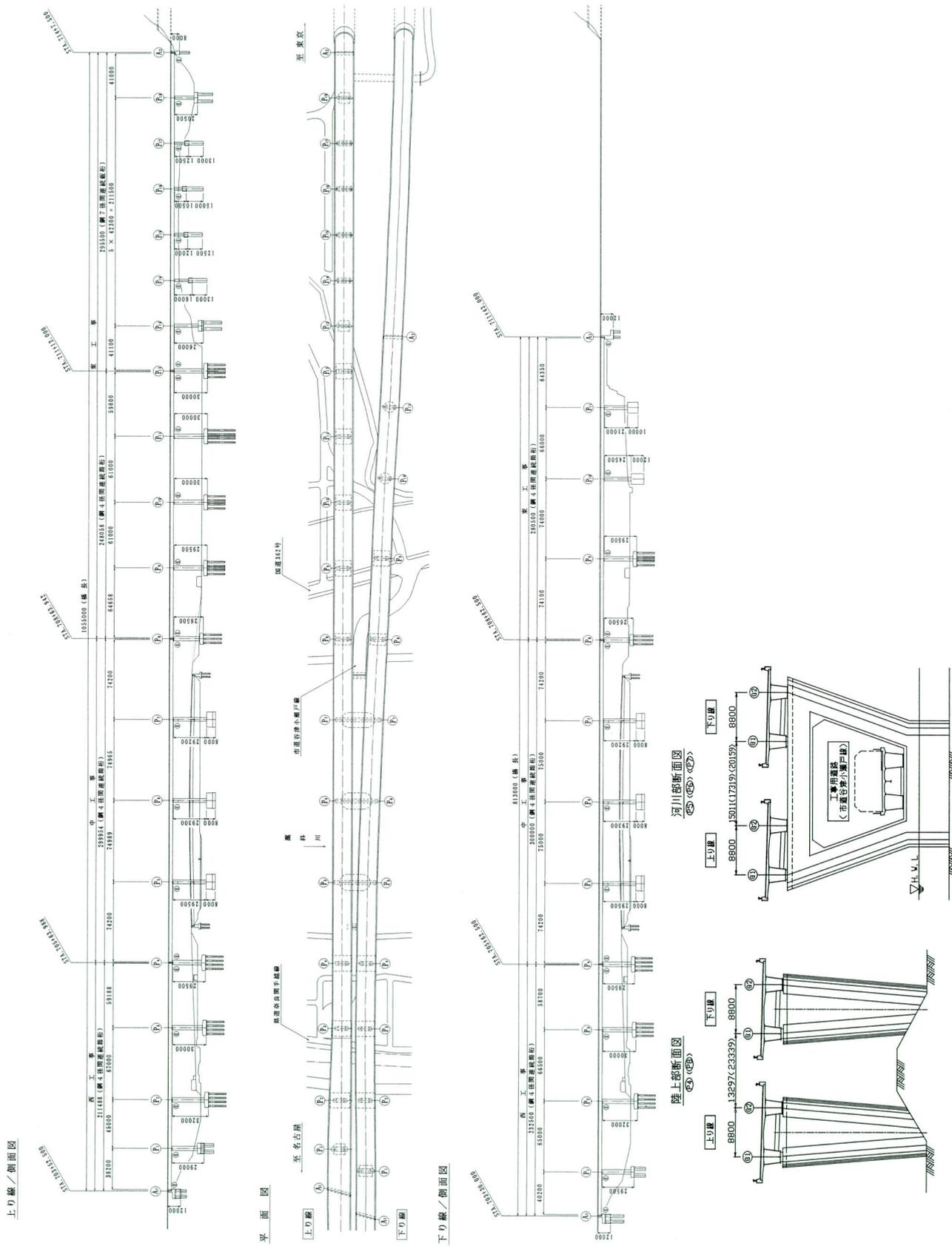


図-4 蕨科川橋 一般図

表一 構造諸元

断面形状	(箱桁) 逆台形型断面、(板桁) I型断面
桁高	2950mm
横桁間隔	(箱桁) 10m、(板桁) 6m
床版支間長	(箱桁) 3.225+2.8+6.0+2.8+3.225m (板桁) 3.525+11.0+3.525m
床版厚	(箱桁) 260~390mm、(板桁) 360~530mm
コンクリート	$\sigma_{ck}=40N/mm^2$
配合	早強ポルトランドセメント、膨張材 (30kg/m <sup>3</sup> ) 水セメント比 W/C=43.8%、単位水量 W=160kg、高性能AE減水剤
P.C鋼材	(プレグラウト) S28.6 c1c500mm (箱桁)、c1c430mm (板桁)

また、藁科川橋の構造諸元を表一に、工事数量（ただし壁高欄を除く）を表二に示す。

表二 工事数量（ただし、壁高欄を除く）

項目	単位	藁科川橋中			藁科川橋東					
		上り線	下り線	合計	上り線		下り線		合計	
		箱桁	箱桁		箱桁	板桁	箱桁	板桁		
床版	コンクリート (40N/mm <sup>2</sup> )	m <sup>3</sup>	1,746	1,754	3,500	1,451	2,194	1,634	5,278	
	鉄筋 (SD345)	t	399	398	797	319	428	359	1,106	
	P.C鋼材 (1S8.6)	kg	45,360	44,045	89,405	36,919	51,159	41,691	129,769	
鋼桁	鋼重 (SM570, 他)	t	1,774	1,761	3,535	1,072	855	1,394	3,321	
	大型部材	個	509	509	1,018	318	312	433	1,063	
	小型部材	個	3,436	3,414	6,850	1,904	2,046	2,729	6,679	
	高力ボルト (TCB M22, M24)	工場	本	-	-	-	-	2,016	-	2,016
		現場	本	14,706	15,440	30,146	7,120	9,888	9,902	26,910
	現場溶接延長 (実長)	m	760	760	1,521	439	236	628	1,303	
	塗装面積	外面	m <sup>2</sup>	6,120	6,083	12,204	4,888	7,139	5,518	17,545
内面		m <sup>2</sup>	7,779	7,767	15,545	5,923	-	6,985	12,908	

### 3. 主桁の設計

#### (1) 基本方針

現在、鋼桁（主桁）を連続非合成桁として設計するのか、連続合成桁として設計するのかという議論が盛んに行われているが、連続非合成桁として設計され、スラブアンカーなどのスラブ止めしか配置していない鋼桁橋であっても実際には連続合成桁としての挙動を示すことが明らかとなってきており<sup>4)</sup>、藁科川橋も連続合成桁として設計を行うこととした。

しかしながら、先に述べたように鋼桁に対しても高い耐久性を確保することと、このような広幅員2主桁橋の実績が少ないこと、さらに施工時の安全性や将来の床版の打ち替え等も考慮して、鋼桁（主桁）の設計は以下のようにして行うこととした。

- ①疲労が懸念される小型部材の削減、架設時の安全性確保などを目的として、鋼桁（主桁）は厚板で断面構成することを基本とする。
- ②鋼桁（主桁）断面は、非合成桁として一次断面を決定した後、(プレストレスしない) 連続合成桁としてこの一次断面を照査し、断面が不足する部分は増厚を行い、さらに架設時の照査を行って決定する。このようにして決定された鋼桁断面は、単に連続合成桁として断面決定した場合に比べ、上フランジが大きくなるなど鋼重が数%増加するが、材片数や塗装面積などを考慮した総合的な経済性としては、ほぼ遜色ない。
- ③床版コンクリートと鋼桁（主桁）との「ずれ止め」にはスタッドを使用する。ここで、コンクリート床版を有する鋼桁橋が連続合成桁として挙動することは明らかであるから、床版や鋼桁のみならずスタッドについても連続合成桁として必要な本数を配置する。

このことは、中間支点部を含めスタッド1本あたりに作用する水平せん断力を小さくし、スタッド溶接部の疲労亀裂を予防することにも繋がる。

- ④これより、鋼桁（主桁）の上フランジはコンクリート床版によって板の局部座屈が十分に防止されると考えられるので、鋼桁（主桁）上フランジは圧縮応力を受ける自由突出板としての許容応力度の低減を行わない。
- ⑤断面が厚板であることと、塗装耐久性に配慮して、主桁の現場継手は現場溶接によるものとする。
- ⑥鋼桁の剛性を確保するため、活荷重たわみの照査は非合成桁として行うこととし、活荷重たわみの制限値も従来の制限値を用いることとした。この結果、連続合成桁としての活荷重たわみはL/1000 (L: 主桁の支間長) 程度に制限されることとなった。
- ⑦ただし、鋼桁（主桁）の製作キャンバーは連続合成桁として設定する。

#### (2) 補剛設計

近年、連続合成桁のさらなるコスト削減を目的に、アスペクト比を3.0まで許容して補剛材の削減と腹板の薄板化を両立させる研究が進められている<sup>5)</sup>。

藁科川橋においては、前項で述べた基本方針より、補剛材の配置規定、アスペクト比 (1.5以下) とも道路橋示方書 (以下、道示という) 規定を遵守し、厚板で断面構成して補剛材を極力削減することで、小型材片数や塗装面積の減少によるコスト削減と鋼桁の疲労耐久性の向上などを図るものとした。

このため、主桁の垂直補剛材は板桁橋の場合で中間横桁間隔 (約6m) の2等分、箱桁橋の場合で中間横桁間隔 (約10m) の3等分位置に配置することとした。

また、連続合成桁設計を行うにもかかわらず主桁作用により正の曲げモーメントが作用する部分に上段の水平補剛材を配置することは不合理であると考え、道示規定の範囲内で水平補剛材を省略できる板厚を主桁腹板の最小板厚とした。ただし、中間支点部については主桁腹板厚が厚くなりすぎることを考慮し水平補剛材を下段に一段配置することを基本とした。

このような方針で設計を進めたところ、送り出し架設を行う鉸桁橋については、支間部において下段に水平補剛材を追加する架設補強が必要となったため、主桁腹板厚をさらに厚くしてこれを省略し、かつこれによる主桁腹板厚の逆テーパを解消することと、さらなるコスト削減を図るため、中間支点部の主桁腹板厚も厚くして同部の水平補剛材も省略する案を検討した。

検討結果を表-4に示すが、中間支点部を含めて主桁腹板厚を増厚して全長にわたって水平補剛材を省略する案（第3案）がもっとも経済的であったため、これを採用することとした。

箱桁橋においても送り出し架設を行う部分がありこれ

と同様の検討を行ったが、中間支点部については主桁腹板厚の増厚により輸送可能なブロック重量の制限を超過し、箱桁の現場継手数の増加によるコストアップにより鉸桁橋と同様な経済性比較検討結果が得られなかった。このため、箱桁橋の中間支点部には下段に水平補剛材を一段配置することとした。

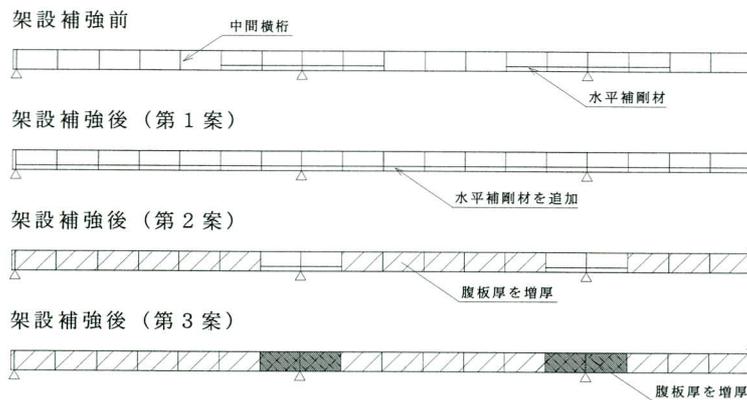
### (3) 断面構成

このようにして行った詳細設計結果より、鉸桁橋の主桁断面構成図を図-5に示す。

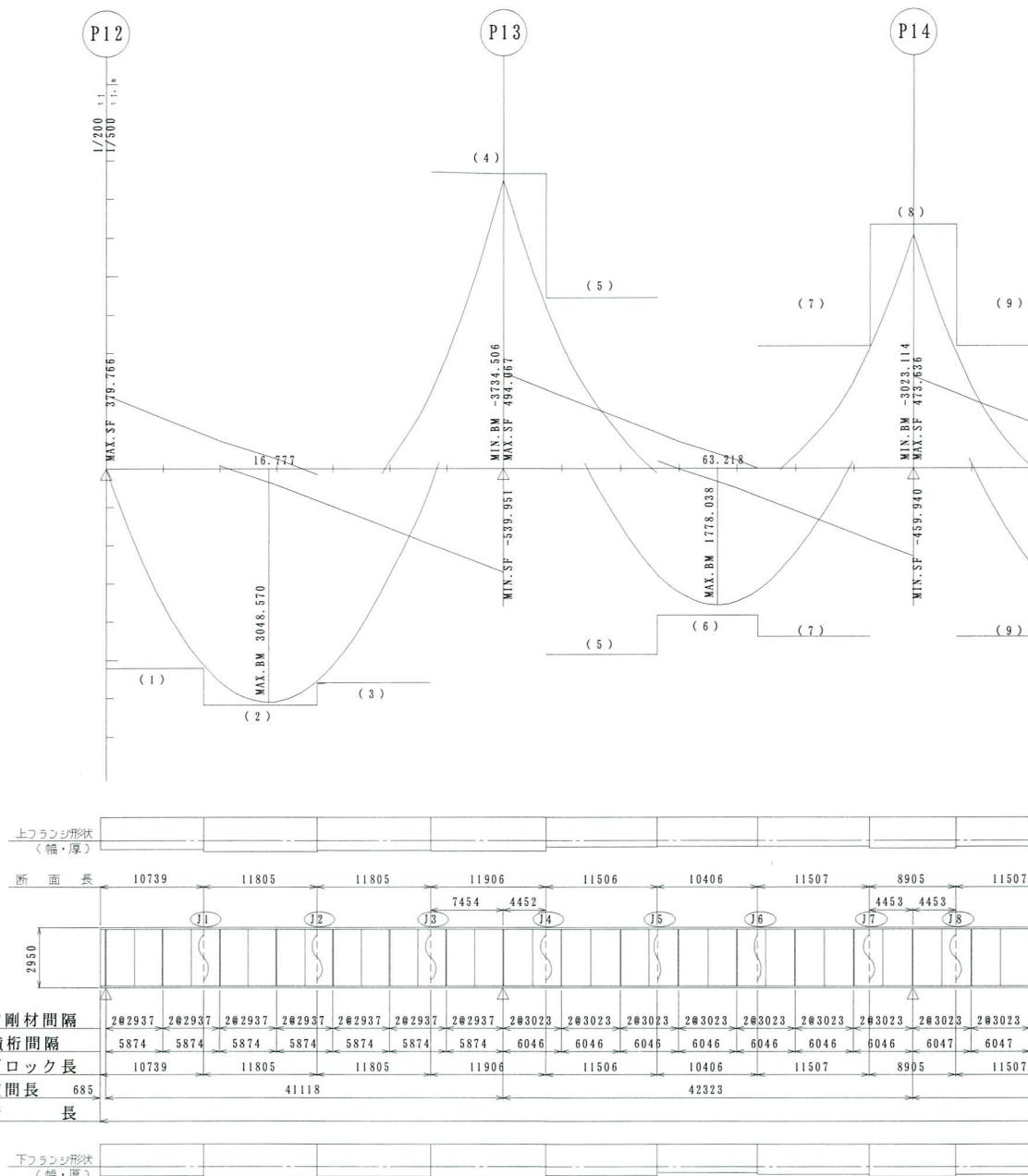
主桁の最大断面（中間支点上）は以下のような断面構成となっている。

鉸桁橋	上フランジ	850×48 (SM570-H)
	ウェブ	2850×26 (SM570)
	下フランジ	850×52 (SM570-H)
箱桁橋	上フランジ	1600×96 (SM570-H)
	ウェブ	2831×26 (SM570)
	下フランジ	2250×63 (SM570-H)
	下縦リブ	270×29 (SM570)

表-4 鉸桁橋における送り出し架設補強方法の比較検討結果



			第1案	第2案	第3案
架設補強方法の概要			送り出し架設用の補強として下段に水平補剛材を一段追加する。	送り出し架設用の補強として主桁の腹板を増厚する。この結果、中間支点の両脇で水平補剛材が省略できる場合はこれを省略する。	第2案をもう一步進め、中間支点部の主桁腹板厚も増厚して、水平補剛材を全て省略する。
架設補強による主な数量増減	鋼重	ton	15	42	44
	小型材片数	枚	234	-96	-128
	塗装面積	m <sup>2</sup>	176	-56	-90
架設補強による増加工費 (第1案を1.00とした比率)			1.00	0.70	0.65
判定			鋼重の増加は少ないが、小型材片数と塗装面積の増加により経済性に劣る。疲労耐久性や維持管理にも懸念が残る。 評価=△	鋼重は増加するものの、小型材片数と塗装面積の減少により経済性に優る。小型材片が減ることで疲労耐久性が向上し、塗り替え塗装面積も減少する。 評価=○	第2案より鋼重が若干増加するものの、小型材片数と塗装面積のさらなる減少により、経済性はもっとも良い。疲労耐久性や維持管理も第2案より優る。 評価=◎



		材質 (1): SM400		(2): SM490		(3): SM490Y		(4): SM490Y-H		(5): SM570		(6): SM570-H										
断面番号	断面	断面長																				
		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)					
断面	上フランジ	幅	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850						
		厚(材質)	40 (3)	50 (4)	44 (4)	48 (6)	28 (3)	26 (3)	26 (3)	35 (5)	40 (3)	50 (4)	44 (4)	48 (6)	28 (3)	26 (3)	26 (3)	35 (5)				
	腹板	高	2870	2850	2862	2850	2885	2898	2891	2873	2870	2850	2862	2850	2885	2898	2891	2873				
		厚(材質)	24 (3)	23 (3)	23 (3)	26 (5)	25 (3)	25 (3)	24 (3)	25 (5)	24 (3)	23 (3)	23 (3)	26 (5)	25 (3)	25 (3)	24 (3)	25 (5)				
下フランジ	幅	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850	850						
	厚(材質)	40 (3)	50 (4)	44 (4)	52 (6)	37 (3)	26 (3)	33 (3)	42 (6)	40 (3)	50 (4)	44 (4)	52 (6)	37 (3)	26 (3)	33 (3)	42 (6)					
応力	上フランジ	$\sigma_a$	-2066	-2074	-2081	2508	2041	-1355	-1949	-1689	1653	2573	-2066	-2074	-2081	2508	2041	-1355	-1949	-1689	1653	2573
		$\sigma_{ca}$	-2100	-2100	-2100	2600	2100	-2100	-2100	2100	2100	2100	2600	-2100	-2100	-2100	2600	2100	-2100	-2100	2100	2100
	下フランジ	余裕量	34	26	19	92	59	745	151	411	447	27	34	26	19	92	59	745	151	411	447	27
		$\sigma_a$	2066	2074	2081	-2405	-1804	1197	1949	1519	-1487	-2356	2066	2074	2081	-2405	-1804	1197	1949	1519	-1487	-2356
	腹板	$T_{max}$	662	310	-691	-789	642	312	-644	749	662	310	-691	-789	642	312	-644	749				
		$T_a$	1200	1200	-1200	-1500	1200	1200	-1200	1500	1200	1200	-1200	-1500	1200	1200	-1200	1500				
	合成応力	$\sigma_{max}$	0.98	0.92	0.98	1.14	1.19	0.84	0.88	1.18	0.98	0.92	0.98	1.14	1.19	0.84	0.88	1.18				

図-5 鈹桁橋の断面構成図 (7径間のうち代表的な2径間分を表示)

#### (4) 現場溶接継手部のディテール

主桁を構成する板厚が厚いため現実的に高力ボルト添接が不可能であることと、現場継手部の塗装の耐久性を考慮して、主桁の現場継手には全断面現場溶接を採用した。さらに、この現場溶接継手部の疲労耐久性を向上させるため、下フランジ側はスカーラップレス構造<sup>6)</sup>を採用し、上向き現場溶接を行った。(写真3, 4)

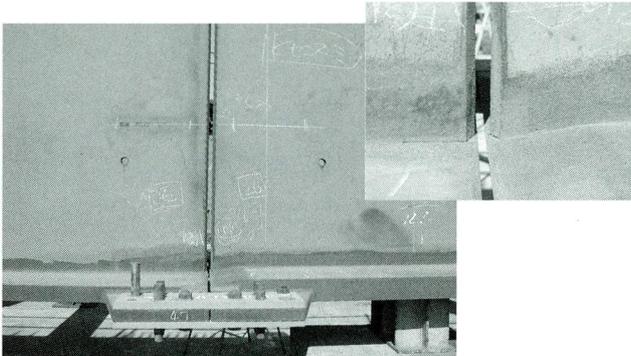


写真-3 下フランジのスカーラップレス（鈹桁橋）

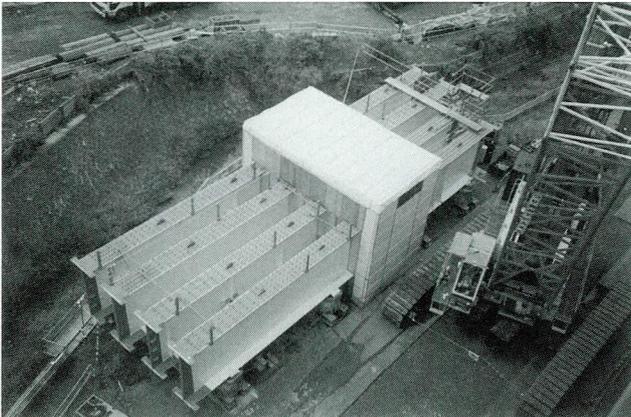
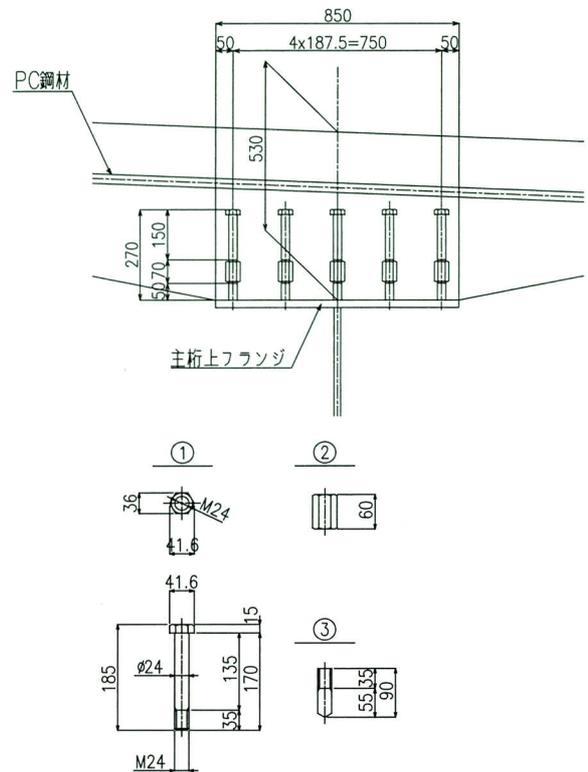


写真-4 ヤード溶接時の風防設備（鈹桁橋）

#### (5) スタッドの設計

床版と鋼桁とのずれ止めにはスタッドを用い、(プレストレスしない) 連続合成桁として道示規定どおりに配置した。

スタッドには主桁輸送時の高さ制限をクリアするため「ネジ+カップラー方式」を採用した。この構造はプレキャストPC床版を有する鋼少数主桁で一般的に使用されているものであるが、藁科川橋ではスタッド溶植部の疲労耐久性を向上させるため、カップラー下方のネジ付きスタッドを長くして、ネジ切り範囲を溶植部にかからないようにした点に特徴がある<sup>7)</sup>。(図-6)



① Bolt M24 x 170 (JIS B 1198相当)  
② Nut M24 x 60 (強度5.6)  
③ ねじ付溶接スタッフ M24 x 90 (JIS B 1198相当)  
図-6 ネジ+カップラー方式のスタッド

スタッドの高さは床版厚の半分程度とし、PC鋼材との干渉に注意して決定した。

スタッドの配置方法には様々な方法が考えられるが、藁科川橋では1列あたりのスタッド本数を揃え、橋軸方向の水平せん断力の大きさに合わせてピッチで調整し、かつそのピッチは橋軸直角方向の下筋の整数倍とすることとした。

具体的には、鈹桁橋、箱桁橋とも1列あたり（橋軸直角方向に）5本のスタッドを配置し、橋軸方向のピッチは鉄筋ピッチ (@125mm) の整数倍となるように端支点部や中間支点部では125mmピッチ、一般部では250mmないしは375mmピッチで配置した。

また、中間横桁取り付け位置の垂直補剛材直上部において、内側の床版下面に発生する橋軸直角方向のひび割れ、ならびに床版と鋼桁との隙間の発生を予防するために、同部のスタッドは横桁位置より橋軸方向に125mm以上（端支点部や中間支点部でスタッドが密に配置される場合には62.5mm以上）離して配置することとした<sup>1)</sup>。(図-7)

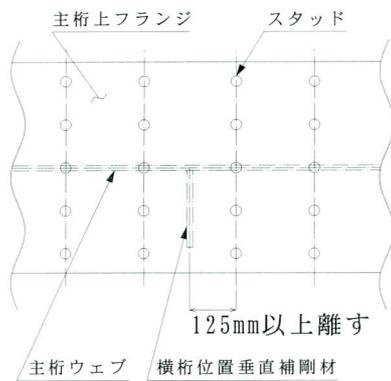


図-7 横桁位置のスタッド配置

## 4. 横桁の設計

### (1) 中間横桁

中間横桁は、鉸桁橋で6m、箱桁橋で10mピッチに配置した。中間横桁の取り付け高さは、プレストレスの拘束を弱めること、および移動式型枠支保工のインサイド型枠の通行性、床版施工時の作業性に配慮して、下段配置とした。中間横桁を垂直補剛材に取り付ける構造は、ホロナイ川橋における検討結果<sup>8)</sup>と、JH中部支社における鋼少数主桁橋の実績より、引張ボルトを使用したスプリットタイプとした。(図-2, 3, 写真-5)

サポートタイプの移動型枠を使用する場合、床版コン

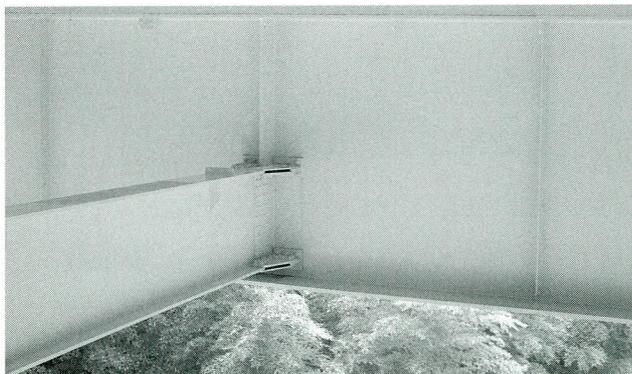


写真-5 中間横桁を取付位置の垂直補剛材

クリート自重を支保するインサイド型枠は中間横桁で支持することになる。したがって、床版の出来形を許容値以内に収めるためにはインサイド型枠、ならびにこれを支持する中間横桁の双方について、所用のたわみ強さ(剛性)を確保する必要がある。

薬科川橋では、先に実施した実物大模型試験<sup>1)</sup>における実測結果を参考とし、床版施工時におけるインサイド型枠反力(床版自重分を含む)による中間横桁のたわみを5mm程度以下に抑えることとした。たわみ計算は主桁と中間横桁から成るラーメンモデルを実物大模型試験の実測値を再現できるようにチューニングを行い、その結果、中間横桁の断面は下記とした。

鉸桁橋	フランジ	370×30 (SM400)
	腹板	1000×15 (ク)
箱桁橋	フランジ	230×19 (SM400)
	腹板	700×10 (ク)

ここで、鉸桁橋と箱桁橋の腹板厚が異なるのは、主桁間隔(中間横桁のスパン)に差がある(鉸桁橋=11m、箱桁橋=6m)ことと、主桁の設計と同様に中間横桁についても垂直補剛材を省略できる腹板厚を採用したことによる。

中間横桁位置の垂直補剛材と主桁上フランジとの処理は、前述のひび割れや隙間を防止するためには上フランジと垂直補剛材を溶接しない(あるいは離す)ことがよいが、鋼桁の送り出し架設時における安全性などが懸念されたため、垂直補剛材の形状を変化させたFEM解析検討を行った(表-5)。

当初期待していた「垂直補剛材をT-sectとする案」(フランスなどで横桁位置の垂直補剛材をT-sectとしている事例が多かったために有力と考えたが、後にこれは中間横桁を現場溶接にて垂直補剛材に接合するのに都合がよいからということが判明)は「垂直補剛性を平板とする案」と大差なかった。また、垂直補剛材を平板とする場合は平板の幅、板厚とも大きい方がよいこともわかった。

表-5 垂直補剛材の形状に着目した検討結果

補剛材形式	平板タイプ	平板タイプ(溶接しない)	T-sect
構造詳細			
プレストレス導入による床版下面の橋軸方向応力	2.4 N/mm <sup>2</sup>	0.5 N/mm <sup>2</sup>	1.7 N/mm <sup>2</sup>

これより、垂直補剛材にはその幅、板厚とも大きな平板（鈑桁橋の場合で幅320mm×板厚25mm）を採用することとし、主桁上フランジとは完全溶込み溶接とした。

下横構については、箱桁橋はもちろん、鈑桁橋についても水平力やねじりモーメントに対する床版の剛性を考慮し、これを省略することとした。

## (2) 端支点上横桁

桁端部における主桁間の床版を支持し、かつ橋梁全体の面外剛性を確保するため、端支点上横桁はフルウェブの鋼製横桁をコンクリートで巻き立て、床版と一体化することとした。

施工順序は当初、①端横桁架設、②端横桁上まで床版を施工（プレストレスを拘束しないように端横桁仕口のHTBは緩めておく）、③端横桁のHTB本締め、④巻き立てコンクリートの施工、⑤伸縮装置（床版にアゴを作り鋼桁とは直接HTB等で連結しないで乗せるだけのPC桁で使われるような鋼フィンガージョイントを想定）の架設・据付と考えていたが、景観上の理由から桁端ブラケットの設置が見送られたことと、全量逆打ち施工となる巻き立てコンクリートと床版コンクリートとの一体化が施工的に難しいと予想されたことから下記のように見直すこととした。（図-8）

① 端横桁架設

② 巻き立てコンクリート直近まで桁端部の床版を施工（PC鋼材は端部2本残しをせずにフル緊張）

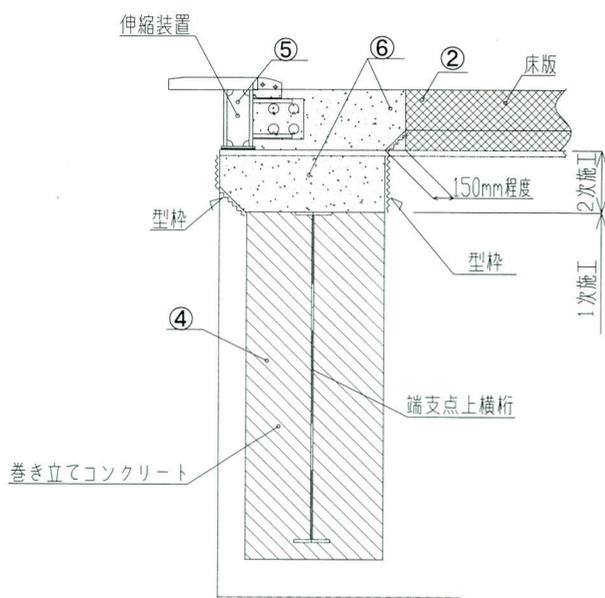


図-8 端支点上巻き立てコンクリートの施工順序

③ 端横桁仕口部のHTB本締め

④ 巻き立てコンクリートの施工

⑤ 伸縮装置の架設

⑥ 残りの部分のコンクリートを施工

なお、落橋防止構造（PCケーブルタイプ）は、端支点上横桁の巻き立てコンクリートに直接定着する構造とした。

## (3) 中間支点上横桁

鈑桁橋においては橋梁全体の面外剛性を高める目的で中間支点上横桁もコンクリートで巻き立てることとした。

この中間支点上横桁の巻き立てコンクリートの形状を図-9に示すが、床版の局所的な応力集中を避けるために巻き立てコンクリートと床版とは縁を切った。

施工順序はまず床版、次に巻き立てコンクリートとした。なお、中間支点部の床版に巻き立てコンクリート打込み用の開口部を設けることを避けるため、床版下面と巻き立てコンクリート天端のクリアランスを1m程度確保し、ポンプの筒先を差し込む施工性に配慮した。

コンクリートで巻き立てる前の中間支点上横桁は中間横桁と同一断面とした。このことは移動式型枠支保工の桁間部型枠の移動にとっても好都合となった。

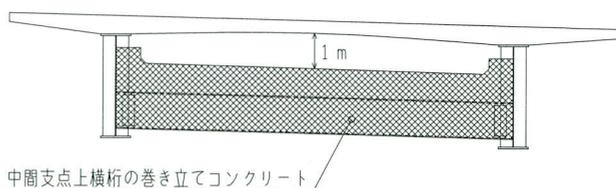


図-9 中間支点部の巻き立てコンクリート（鈑桁橋）

## 5. 開断面箱桁の設計

### (1) 開断面箱桁の採用目的

第二東名では主桁の支間長が60～70m程度の鋼上部工形式として2主箱桁を採用している。また、藁科川橋では箱桁の断面形状を開断面としたが、これは床版に導入する橋軸直角方向プレストレスを鋼桁が拘束しないようにすることが目的であり、連続合成桁設計を行うが故に開断面箱桁を採用したわけではない。

開断面箱桁についても鉄桁と同じ断面決定方法（非合成桁として一次断面決定後、合成桁として照査）を用いるため、上フランジの断面は厚板で構成されることとなる。このため、最大板厚が100mmを越えないように上フランジの板幅を決定した。

## (2) 形状保持材

プレストレスを拘束しないという開断面箱桁の採用理由と同じ目的で、通常の開断面箱桁で用いられる充腹構造のダイアフラムは、巻き立てコンクリートを充填する端支点上を除き、これを一切設けないこととした。

このような開断面箱桁の場合、断面形状を保持する形状保持材が必要となるが、薬科川橋では箱桁内にはブレース材、上フランジ天端には横支材と上ラテラル材を設け、工場製作段階にて形状決定後、そのままHTBを緩めずに現場へ輸送することとした。（写真-6, 7）

そして、鋼桁のヤード溶接、ブロック架設、現場溶接などの施工ステップに応じて、適宜この形状保持材を撤去しつつ、床版施工の際まで残していた形状保持材（床版施工に伴う箱桁の断面変形防止用）は、PC緊張直前にHTBを緩めてプレストレスを拘束しないようにし、床版施工後に全ての形状保持材を撤去した。

## (3) 中間支点部の構造

風荷重や地震荷重により大きな水平力が作用する中間支点部においては、図-10に示すようなブレース構造を採用した。箱桁内のブレースは、PC緊張直前にHTBを緩めてプレストレスを拘束しないようにし、PC緊張後に本締めした。



写真-6 開断面箱桁

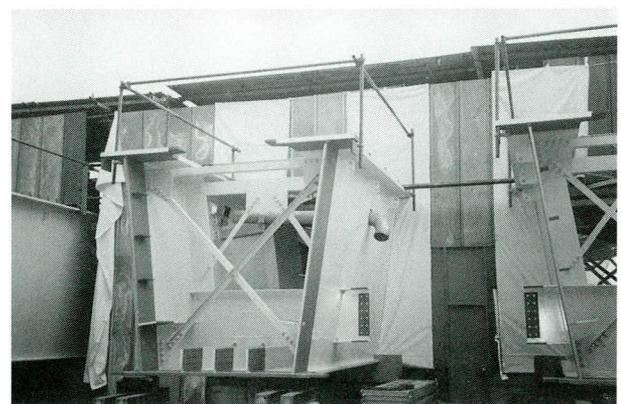


写真-7 開断面箱桁

## (4) PCF床版

箱桁を開断面としたことにより箱桁内の床版を施工するための型枠支保工の合理化・省力化が課題となったが、ハーフプレキャストタイプの合成床版（PCF床版）を開発することで対応した<sup>9)</sup>。

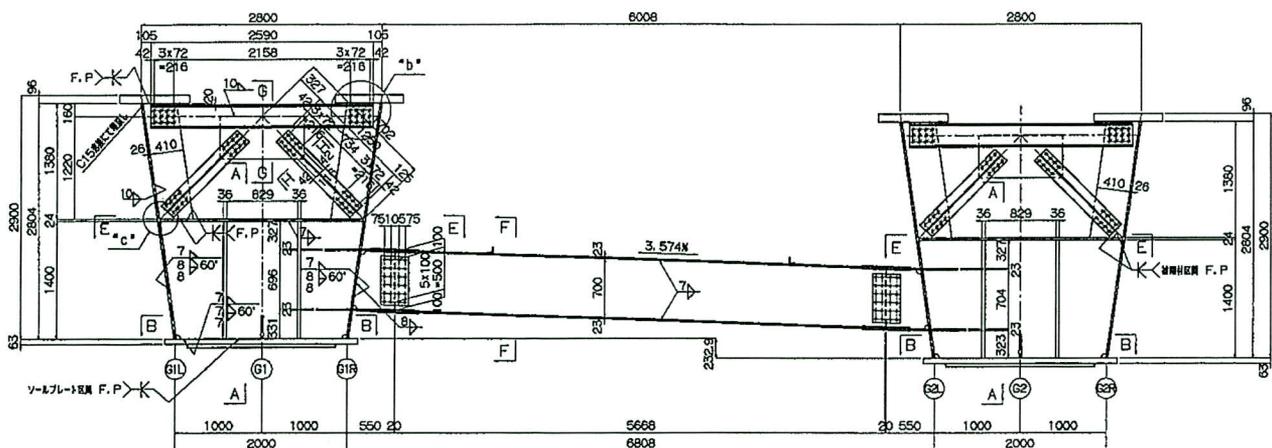


図-10 中間支点部の構造（開断面箱桁）

これは厚さ10cmのプレキャストコンクリート版（PCF版）を開断面箱桁上に設置し（写真-8, 9）、これを型枠代わりとして場所打ちPC床版の施工を行い、一体化する合成床版工法である。PCF版と場所打ちコンクリートとの健全な一体化を図るためにトラス鉄筋を橋軸方向に配置している点に特徴がある。

実橋への採用に先立ち、土木研究所との共同研究にてループ式継手部を含む疲労耐久性の検証を行っており、試験結果は極めて良好であった<sup>10)</sup>。

なお、このPCF版は場所打ちコンクリートによる温度応力を減少させる副次的な効果もあった。



写真-8 PCF版の据え付け

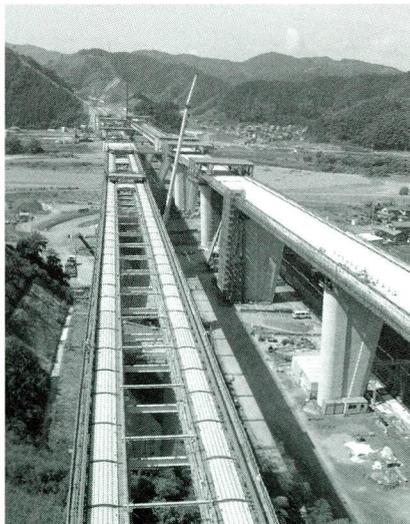


写真-9 PCF版の敷設状況

## 6. 付属物, その他

### (1) 免震支承

第二東名では、耐震性の確保と上部構造の連続化を同時に満足するひとつの方法として免震設計が採用されて

いる。藁科川橋でもJH静岡建設局のマニュアル<sup>11)</sup>に準拠して、免震支承を用いた免震構造を採用した。

JH静岡建設局で初めて鋼上部工に免震支承を採用することもあって、上り線はHDR、下り線はLBRとする使い分けを行い、実施工を通じて両者の比較を行うこととしたが、現時点で優位差はみられない。

なお、地震時の移動量を低減して桁遊間ならびに伸縮装置をコンパクトにするため、端支点にも免震支承を使用した。

免震支承のせん断変形性能確認試験は、試験可能最大サイズ、実物の1/2サイズ、同1/3サイズの3体の試験体を用いて行った。（写真-10）

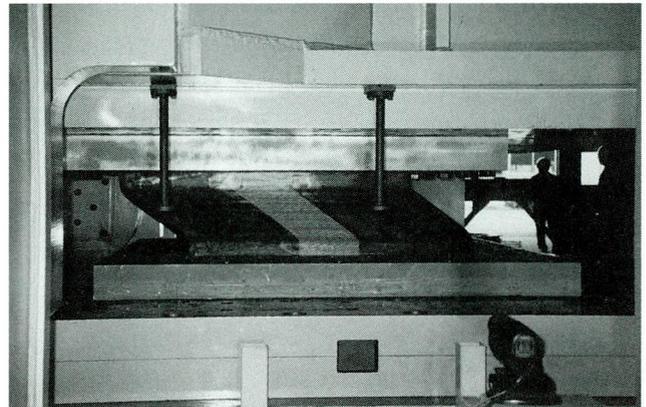


写真-10 免震支承のせん断変形性能確認試験

### (2) 上部工排水装置

排水柵には軽量、かつ上下分離型のFRP製排水柵を使用した。また、張出し床版下面部は景観に配慮し角形のFRP排水管（外面の色は床版コンクリートに合わせる）を使用し、なるべく床版近くに配置して目立たないように配慮した。（写真-11）



写真-11 角形のFRP排水管

### (3) マンホール

開断面箱桁のウェブに設置するマンホールは、その開口寸法をなるべく大きくとることとし、幅800mm×高さ1000mmの小判型にした。

マンホールの扉には軽量のFRP板を使用した。蝶番や取手には既製品（ステンレス製）を使用し、母材や扉にボルト止めする構造とした。（写真-12）

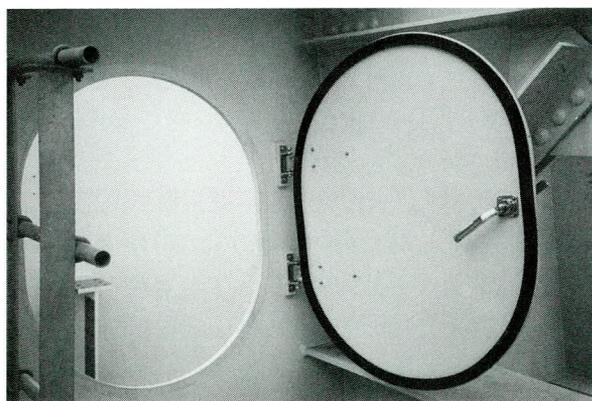
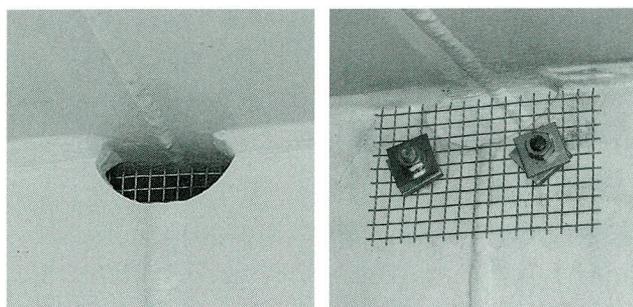


写真-12 FRP製マンホール扉

### (4) 鳥害対策

開断面箱桁の現場溶接継手部は、下フランジ側はスカーラップ構造を採用したが、上フランジ側のウェブにはスカーラップを設けている。このような小さな開口部でも鳥害対策の必要があり、従来は塞ぎ板を溶接するケースが多かった。しかしながら、このような塞ぎ板構造は現場施工性や景観性に劣り、かつ疲労も懸念された。

藁科川橋では、ドール橋（フランス、波形ウェブ）での施工例を参考に写真-13に示すような構造を採用した。使用した金網はステンレス製のもので、現場にて適当な寸法に切断し、ウェブに溶植してあるスタッドボルトに角座金で押さえながら止めるものである。



(外側)

(内側)

写真-13 箱桁の鳥害対策

## 8. おわりに（今後の課題）

藁科川橋はJH静岡建設局が建設する第二東名の鋼上部工のパイロット工事という位置付けより、後続工事が参考とする標準設計としての成果が求められた。このことは本邦初の長支間場所打ちPC床版のみならず、鋼桁や付属物に対しても同様であった。

鋼桁の設計は「ゴツイ床版に見合うゴツイ鋼桁」というコンセプトを掲げ「非合成桁として一次断面決定した後で合成桁として照査し、断面が不足する場合は増厚する」という設計思想に帰着した。厚板を多用するこの方法は不経済と思われがちだが、補剛材などの小型部材が大幅に削減されるため、初期コストの増加はわずかなものとなっている。このような「厚肉小補剛設計」は、送り出し架設に代表される架設時の安全性に優れ、供用開始後の疲労耐久性も高い。さらに、塗り替え塗装面積が少なく済むこともありライフサイクルコストパフォーマンスに優れている。

付属物の設計においては、新技術、新工法、新材料を積極的に取り入れ、排水柵や落橋防止構造などは複数メーカーの実物確認を含む比較検討を行い、耐久性、使用性、経済性、景観性、施工性などを総合的に勘案して型式決定した。

一方、今後の課題としては以下のようなことが挙げられる。

#### ①床版の橋軸方向の設計

本文の主旨からは離れるが、床版コンクリートの温度応力という新たな照査項目が増えたこと、ならびに床版の耐久性を高めるために施工時にひび割れを発生させないことが強く求められていることから、床版の（連続合成桁としての）橋軸方向の設計方法の整備が必要であると感じている。その具体的なイメージとしては、

#### ○外的要因

- ・床版のブロック施工時の主桁作用によって発生する応力（一時的な大きな応力と、微小ではあるが床版施工終了後に残留する応力の2種類）
- ・床版コンクリートの温度応力
- ・床版コンクリートの収縮（乾燥収縮）
- ・床版コンクリートのクリープ
- ・床版と鋼桁の温度差、日照による影響など
- ・収縮や温度差等に伴う不静定力
- ・後死荷重
- ・活荷重

#### ○上記を改善する項目

- ・膨張材の使用
- ・床版のブロック施工順序の工夫、あるいは負曲げ対策（カウンターウェイト、ジャッキアップダウン等）の実施
- ・必要となる鉄筋量の確保
- ・日照対策

#### ○照査段階

- ・施工初期
- ・施工中期
- ・工事完了時
- ・供用後

#### ○照査対象

- ・コンクリートの曲げひび割れ強度<sup>12)</sup>
- ・鉄筋応力の制限値
- ・許容ひび割れ幅

これらについては、藁科川橋に続いて受注した第二東名・中ノ郷第一高架橋（JH静岡建設局）にて試行中であり、別の機会に報告したいと考えている。

#### ②温度解析

水和熱に起因する床版コンクリートの温度応力という新たな課題に取り組むため、藁科川橋では非線形温度応力解析を実施したが、この解析は専門のかつ高価なものである。今しばらくの間は、床版厚、施工時期、コンクリートの配合といった温度応力に影響を及ぼす因子が変化するたびにこのような温度応力解析を実施することになるだろうが、様々な条件下における解析結果が蓄積された段階で、より簡便な解析方法の提案、さらには温度解析そのものを省略できる設計手法の開発を期待したい。

#### ③横桁位置のひび割れと隙間

藁科川橋の現場施工に先だって実施した実物大試験体において発見された「中間横桁取付位置の垂直補剛材直上のひび割れと隙間の問題」で、実橋ではこの垂直補剛材直上を避け、これを跨ぐようにスタッドを配置することとした<sup>1)</sup>が、実橋（材齢半年程度）でもいくつかの中間横桁位置で微細なひび割れ（ひび割れ幅は最大で0.04mm程度、長さは5cm程度）と、わずかな隙間（0.1mm程度、深さ5cm程度）が発見された。

これは、実物大試験体のもの（ひび割れ＝幅0.1mm×長さ78cm、隙間0.3mm×深さ30cm程度）に比べれば格段の進歩で、まったく問題にならない大きさに収まったのだが、この問題には構造的な要因が関係していると思われ、まだ検討の余地が残っている。

#### ④有害なひび割れの定義

上記①、③とも関係するが、床版コンクリートの有害なひび割れの定義が曖昧になっている。

例えば、（貫通ではなく）表面のみに発生している幅0.04mm程度のひび割れは、床版の耐久性に有害な影響を及ぼす「悪い」ひび割れなのだろうか。

供用後については、許容ひび割れ幅を $0.005 \cdot C$ とした場合にかぶり（C）を40mmとすると幅0.2mmまでのひび割れが許容されることになる。これに対して、施工時は幅0.04mmの表面ひび割れすら許容しないということには、精神論はともかくとして、費用対効果、あるいはひび割れの補修といった観点より疑問を感じている。

#### ⑤中間横桁の配置

藁科川橋の場合、鉸桁橋で6m、箱桁橋で10mピッチで中間横桁を配置したが、中間横桁の断面は床版施工時の照査（床版自重＋移動式型枠支保工自重載荷時の応力、ならびにたわみ）で決定されており、完成系に対しては余裕のある結果となっている。

中間横桁の配置間隔をやみくもに広げるのもいかなるものかと思うが、耐久性の高い床版が現実のものとなり、かつ床版を構造部材と考えた立体FEM解析結果（偏載荷重や水平荷重などは、そのほとんどを床版が受け持っており、中間横桁にはわずかな応力しか発生しない）などから判断すると、少なくとも完成系に対する中間横桁の存在根拠が薄くなってきていることも確かである。

中間横桁の大部分を架設材として床版施工終了後に撤去する方法（例えば、橋脚間に1本のみ中間横桁を残すようなイメージ）とすれば、鋼橋の更なるコストダウンに寄与する（中間横桁は意外に高価）ものと考えている。

#### ⑥桁端部

藁科川橋では景観上の理由から桁端ブラケットを設けることができなかったが、3mを越える張出し床版を桁端ブラケットなしで設計する場合、一般部に比べてプレストレス導入量を増加させる、あるいは床版厚を厚くするといった対応をとることになるが、何れにしても橋軸直角方向にプレストレスが導入されないことには成立しない。ここで問題になるのが伸縮装置である。一般的な鋼製フィンガージョイントの場合、伸縮装置は床版施工に先だって鋼桁上に架設しておくので、床版へのプレストレス導入を伸縮装置が拘束する恐れがある。

藁科川橋では、床版施工後に伸縮装置を架設できるように床版端部にアゴを設ける（PC桁タイプ）コンパクトな鋼製フィンガージョイントを計画していたが、昨今の

問題で伸縮装置が桁端補強ボックスを有する鋼製フィン  
ガージョイントに変更されることとなり、これが不可能  
となってしまった。このため、伸縮装置そのものを桁端  
ブラケットと考える設計に転換し、伸縮装置は鋼桁に  
HTBで連結することとしたが、設計的に苦しいことは否  
めない。

やはり桁端ブラケットは設けるべきであるから、より  
景観に配慮した桁端ブラケットの構造を再考するといっ  
た対応が必要になってくると思われる。

一方、桁間部については、巻き立てコンクリートと床  
版、伸縮装置との取り合い、あるいは施工順序が問題と  
なる。一部で床版と桁端の巻き立てコンクリートの縁を  
切る動きもあるらしいが、桁端部の床版は剛な巻き立て  
コンクリートで支持することが最善と考える。藁科川橋  
では図-8に示した方法を検討中であるが、これがベスト  
の方法かどうかはまだわからない。

#### ⑦開断面か閉断面か

開断面箱桁の特徴は床版への横締めプレストレス導入  
効率が良いことであるが、最近の研究成果<sup>13)</sup>によれば、  
閉断面箱桁においても箱桁直上に床版コンクリートを打  
ち下ろす等によって開断面箱桁とほぼ遜色ない結果が得  
られるようになってきているようである。一方、形状保  
持材が必要となることや、PCF版のコスト等、開断面箱  
桁にもまだ改善の余地は残っていると思われる。

このようなことから、場所打ちPC床版を有する鋼箱桁  
橋に開断面箱桁を採用すべきか、閉断面箱桁を採用すべ  
きかの議論はさらに検討が必要と考える。

## <謝 辞>

藁科川橋の設計ならびに施工を進めるにあたり、日本  
道路公団静岡建設局、同 静岡工事事務所、高速道路技  
術センター「長支間場所打ちPC床版の設計施工に関する  
技術検討委員会（委員長＝松井繁之大阪大学大学院教  
授）」、(社)日本橋梁建設協会、(社)プレストレスト・コ  
ンクリート建設業協会などのご指導、ならびにご協力を  
いただいた。誌面を借りてこれらの関係各位に厚く御礼  
を申し上げ、本稿を閉じることとする。

## <参考文献>

1) 本間淳史，長谷俊彦，榊原和成，中村和己，上原  
正，河西龍彦：長支間場所打ちPC床版の設計と施

工－第二東名高速道路藁科川橋－，橋梁と基礎，pp.2  
～10，2002.10

2) 河西龍彦，本間淳史，上原 正，松井繁之：鋼2主  
桁橋長支間場所打ちPC床版の合理的施工法に関する  
研究，鋼構造年次論文報告集，pp.173～180，2002.11

3) 猪熊康夫，本間淳史，丸山 勝，河西龍彦：長支間  
場所打ちPC床版の設計と施工計画（第二東名高速道  
路藁科川橋），第二回道路橋床版シンポジウム講演論  
文集，pp.1～6，2000.10

4) 例えば，三木千壽，山田真幸，長江 進，西 浩嗣：  
既設非合成連続桁橋の活荷重応答の実態とその評価，  
土木学会論文集，No.647／I-51，pp.281-294，2000.4

5) 大垣賀津雄，八部順一，中藪昭広，中村 元，長井  
正嗣：PC床版連続合成2主桁橋の合理的設計，施工法，  
土木学会論文集，No.679／VI-51，pp.65～80，2001.6

6) 生駒 元，鈴木松雄，岩下 宏，河西龍彦：プレキ  
ャストPC床版を有する鋼少数主桁橋の合理化・省力  
化（飛鳥高架橋西（鋼上部工）工事），宮地技報，  
No.14，pp.55～60，1998

7) 石川敏之，寺田典生，福永靖雄，中村和己，田中  
一：カップラージョイントスタッドのせん断耐力およ  
び疲労強度特性，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1355～  
1362，2001.3

8) 高橋昭一，橋 吉宏，志村 勉，森下弘行，伊藤博  
章，三木千壽：少数主桁橋の横桁取付構造に関する実  
験検討，土木学会論文集，No.570／I-40，pp.107～118，  
1997.7

9) 河西龍彦，村田 茂，中島義信，竹田憲史：トラス  
鉄筋付PCF版合成床版（ハーフプレハブ合成床版）  
の開発，第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集，  
pp.13～18，2000.10

10) 国土交通省，(財)土木研究センター，他：道路橋床版  
の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発  
に関する共同研究報告書（その4），pp.225～249，2001.1

11) 猪熊康夫，大橋 岳：第二東名高速道路の免震支承  
の標準化に関する検討，橋梁と基礎，pp.11～15，1998.12

12) 土木学会：コンクリート標準示方書〔構造性能照査  
編〕，2002.3

13) 亀川博文，竹野晃司，春日井俊博，北村明彦：場所  
打ちPC床版を有する閉断面箱桁橋の床版応力性状に  
ついて，横河ブリッジグループ技報，No.30，pp.81～91，  
2001.1

2002. 10. 23 受付

# 第二東名高速道路 藁科川橋における鋼桁および長支間場所打ちPC床版の施工

## Construction of Steel Girders and Long-span Cast-in-place PC Slab in 2nd Tomei Expressway Warashinagawa Bridge

上原 正\*<sup>1</sup> 松本 博樹\*<sup>2</sup> 藤井 一成\*<sup>3</sup> 河西 龍彦\*<sup>4</sup>  
 Tadashi UEHARA Hiroki MATSUMOTO Kazunari FUJII Tatshuhiko KASAI

### Summary

The Warashinagawa Bridge, on the 2nd Tomei Expressway, which was the first bridge that was constructed with a long-span cast-in-place PC slab for two-girder bridge with a span length of slab of 11.0m, is a bridge currently attracting much attention in Japan. The bridge is required not only high durability, rationalized construction and labor saving but also mechanized construction. The bridge adopts various advanced construction technologies including the development of a construction machine, such a large travelling form, that is used for each phase from the erection of steel girders to the construction of the PC slab. The report outlines of erection of steel girders and construction of the PC slab for the Warashinagawa Bridge.

キーワード：鋼2主桁橋，開断面箱桁，長支間PC床版，移動型枠，PCF床版，キャタピラジャッキ

### 1. まえがき

第二東名高速道路藁科川橋は、日本道路公団静岡建設局が建設を進める国内最大級の床版支間を有する場所打ちPC床版鋼少数主桁橋であり、7径間連続鋼2主桁橋1連と4径間連続鋼2主開断面箱桁橋6連で構成される。

橋梁の標準断面図を図-1, 2に示す。

床版支間が11.0mとなる2主桁や開断面形式を採用した床版支間6.0mの2主箱桁は、国内において過去に施工事例をほとんど見ない構造であることから、本工事では実施工に先駆けて実物大模型を製作し、プレストレス導入に伴うPC床版および鋼桁の各種ひずみや変位量を把握するとともに、併せて施工性の確認を行い、これより得られた知見を実施工に反映している。また、同形式橋梁の先行工事での反省点やそれに付随して、(社)日本橋梁建設協会と(社)プレストレス・コンクリート建設業協会が共同で実施した実物大模型試験の成果も採り入れている。

特にPC床版の施工は、大型の移動式型枠支保工設備(以下、移動型枠という)を使用した機械化施工としており、第二東名高速道路の基本コンセプトである施工の

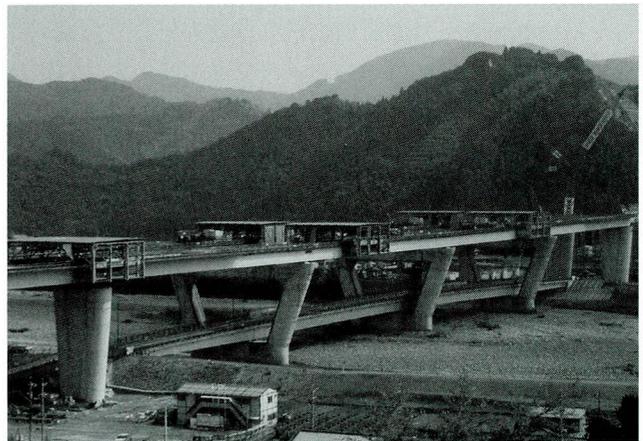


写真-1 PC床版の施工状況 (2002.10)

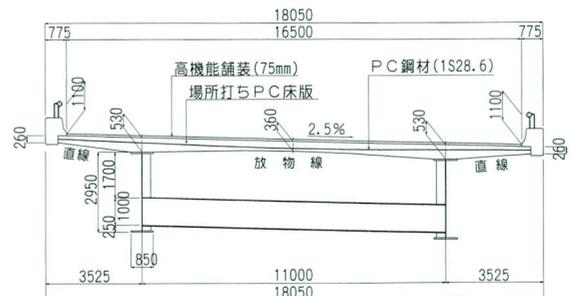


図-1 鋼桁橋の標準断面図

\*<sup>1</sup>技術本部工事部工事計画課担当課長 (宮地・瀧上JV現場代理人、架設床版部会長) \*<sup>2</sup>技術本部工事部工事課 (宮地・瀧上JV)

\*<sup>3</sup>技術本部工事部工事課 (宮地・瀧上JV監理技術者)

\*<sup>4</sup>技術本部設計部設計一課課長 (宮地・瀧上JV設計部会長)

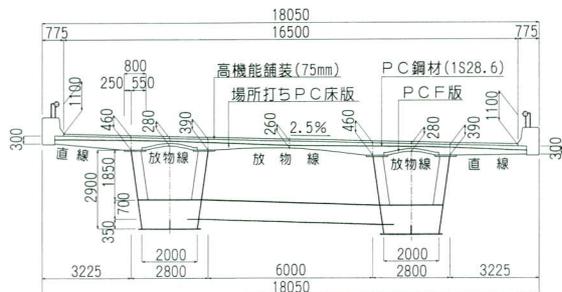
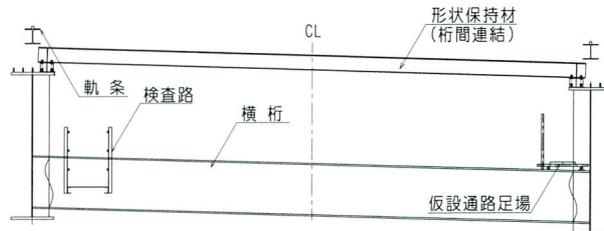


図-2 箱桁橋の標準断面図



- 注) 1. 形状保持材は横桁位置に設置した。  
 2. 形状保持材間にはPC鋼棒による上横構を設置した。  
 3. 中間支点部には下横構を設置した。

図-3 鋼桁の形状保持材

合理化、省力化を実現するとともに、安全性にも大きく寄与している。(写真-1)

本稿は、藁科川橋（鋼上部工）工事の内、左岸部と河川部における国内最大級の床版支間を有する場所打ちPC床版鋼2主桁橋の施工について報告するものである。

## 2. 鋼桁の施工

### (1) キャンバー管理

本橋では、PC床版の耐久性を高めるために、主桁間PC床版の下面に曲線形状を採用しており、従来のコンクリート床版にあるハンチが存在しない。これは鋼桁架設完了後のキャンバー誤差を床版ハンチ部で調整できないことを意味するため、工場仮組立時および架設時の鋼桁キャンバーの許容値を表-1に示すように厳しく制限し、鋼桁部材を組み立てることで、所定の出来形を確保することとした。

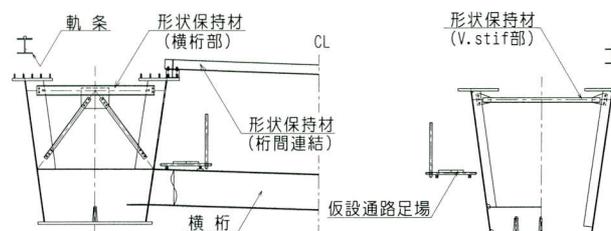
表-1 鋼桁キャンバーのJV内管理目標値

	工場仮組立時および現場組立時		現場架設時	
	①全体キャンバー	②部分キャンバー	①多点支持状態	②支点支持状態
鋼桁	-5mm~+5mm	±3mm	-10mm~+10mm	-35mm~+15mm
箱桁	-5mm~+10mm	±3mm	-10mm~+15mm	-35mm~+10mm

注) 1. 部分キャンバーとは、隣接する任意の2部材を1部材と見なした時のその中間位置のキャンバーとする。  
 2. JV施工管理要領による現場架設時(支点支持状態)の許容値は、支間長によらず-50mm~+25mmである。

### (2) 形状保持材

本橋は、平面曲率を有する2主桁橋であるとともに、PC床版への導入プレストレスを鋼桁が極力、拘束しないように、横桁を可能な限り、下段に配置していることから、主桁はPC床版と一体化するまでの間、常に面外方向へ倒れようとする。さらに開断面箱桁については、移動型枠の移動に伴うねじり作用や風および地震による強制外力によって、左右の上フランジの間隔が広がろうとする傾向を示す。



- 注) 1. 形状保持材は横桁位置に設置した。  
 2. 形状保持材間にはPC鋼棒による上横構を設置した(支間中央部のみ)。

図-4 箱桁の形状保持材

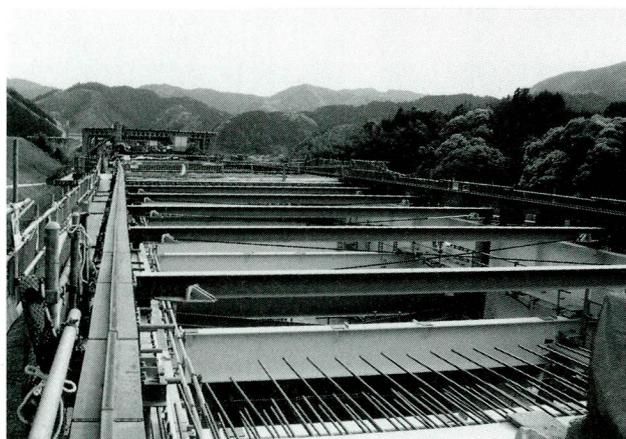


写真-2 鋼桁の形状保持材

以上より、架設時は勿論、PC床版施工時においても鋼桁骨組形状を保持するとともに、主桁の面外変形を防止する目的から図-3, 4に示す形状保持材を工場製作時、あるいは鋼桁架設時に設置することとした。(写真-2)

なお、使用断面は細長比(2次部材の圧縮材)より決定した。

### (3) 現場溶接

主桁の現場継手は耐久性が高く、美観に優れた現場溶接継手を採用した。図-5に各部材の溶接方法を示す。

原則として、ベント上での溶接作業はハンガータイプの風防設備(写真-3)を使用し、地上および工事桁上

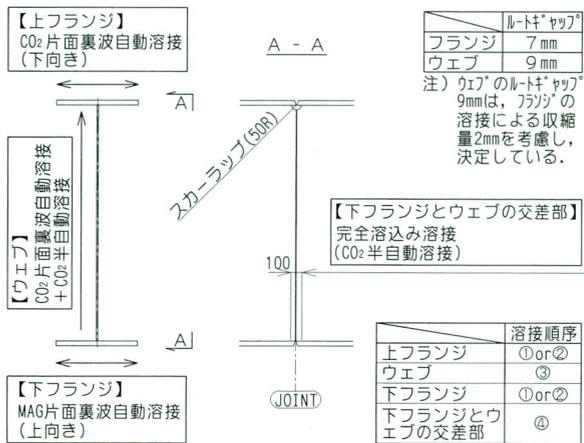


図-5 鋼桁の溶接方法

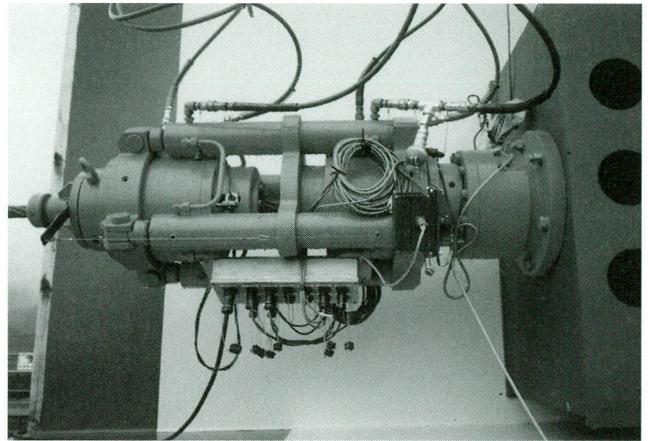


写真-5 ワイヤークランプジャッキ

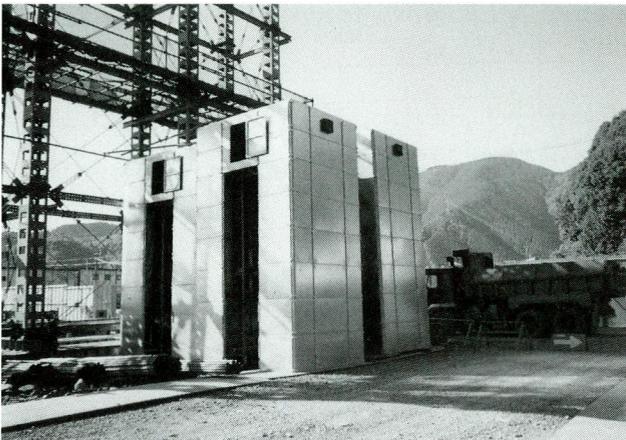


写真-3 風防設備 (ハンガータイプ)

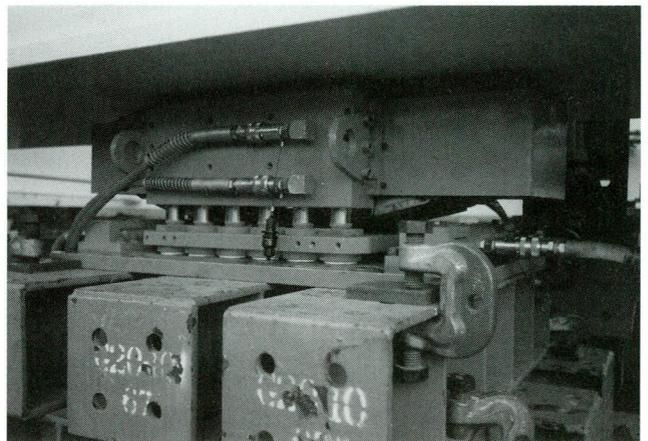


写真-6 キャタピラジャッキ



写真-4 風防設備 (サポータータイプ)



写真-7 鋼桁の送り出し架設

での溶接作業はサポートタイプの風防設備 (写真-4) を使用することとした。継手部の非破壊検査はAUT (自動超音波探傷試験) を基本とした。なお、AUT試験装置が構造寸法上、セットできない範囲はMUT (手動超音波探傷試験) でカバーした。

#### (4) 鋼桁の架設

##### 1) 架設工法

7径間連続鋼2主鋼桁は中山間地に位置することから、その架設はワイヤークランプジャッキを駆動装置、キャタピラジャッキを送り装置とした送り出し工法を採用した。(写真-5, 6, 7)

なお、送り装置にキャタピラジャッキを採用した理由は以下のとおりである。

- ①本橋は平面曲率(単円+クロソイド)を有しており、施工途中において、送り出し方向の修正が必要となった場合でも容易に対応が可能。
- ②外観形状はコンパクトであり、橋脚上の狭い作業スペースへの設置が可能。
- ③機械高が小さいため、送り出し架設完了後の降下量を少なくできる。

キャタピラジャッキは、駆動装置を搭載していないため、ワイヤークランプジャッキを主桁ウェブの横桁取付用HTB孔を利用して水平に固定するとともに、送り出し前方と後方の各橋脚間に張り渡したワイヤーループを通し、これを駆動装置とした。(写真-8)

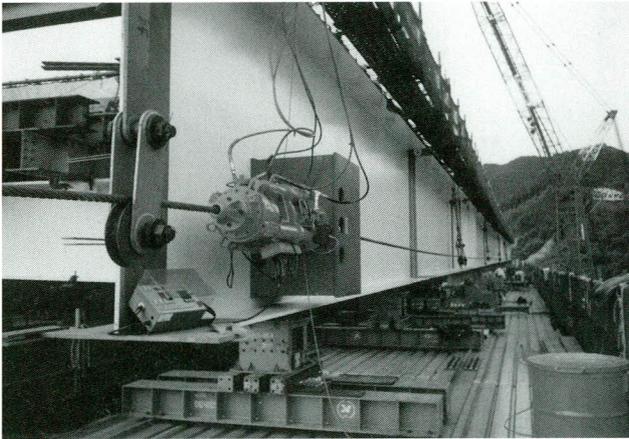


写真-8 送り出し架設の駆動システム

また、本橋の鋼桁は広幅員2主桁形式であり、高い曲げ剛性を有していることから、本橋の送り出し架設では手延べ機を省略することで工程の短縮とコストダウンを図ることとした。

## 2) 送り出し架設

送り出し架設は、送り出しヤードの関係から計3回の分割施工とし、各ステップごとの送り出し距離、受点反力およびワイヤーループ張力の管理は、専用のソフトを使用し、パソコンの画面上で各数値をリアルタイムで確認しながら行った。(図-6)

また、送り出し途中における鋼桁の平面位置は、送り出し距離に対応した各橋脚位置での主桁中心と支承中心との橋軸直角方向のズレ量を予め計算しておき、送り出し距離を確認しながらズレ量の測定を行うとともに、併せて送り出し桁前方部の橋脚上からトランシットで鋼桁先端部の横ズレ量を測定することで管理した。なお、送

り出し方向は、P10、P14、およびP18の3橋脚を通る単円(R=10500m)方向とし、その接線方向にキャタピラジャッキをセットすることとした。(図-7)

また、主桁中心とキャタピラジャッキ中心との偏心量は50mm以内とし、それを超える場合はキャタピラジャッキの据付位置を盛り替えることとした。送り出し方向の修正は、送り出し先端部のキャタピラジャッキが自動車のハンドルに該当し、キャタピラの回転方向に鋼桁が移動すると考えられることから、そのセット方向を調整することで対処した。

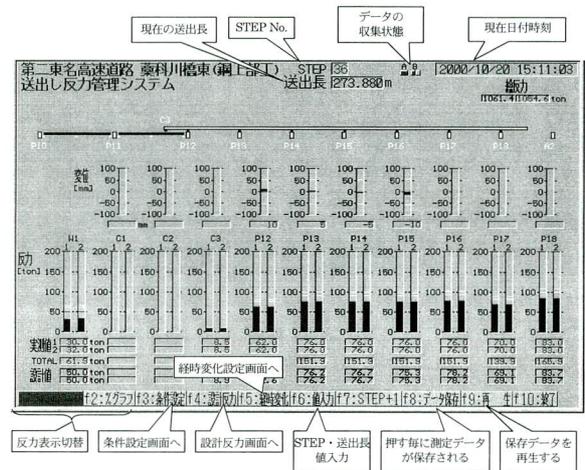


図-6 送り出し反力管理システム

## (5) 開断面箱桁の架設

4径間連続鋼2主開断面箱桁は、比較的桁下空間の利用が可能なることから、その架設はトラッククレーンベント工法を基本としたが、下り線の2径間は中山間地に位置するため、手延べ機を用いた送り出しジャッキによる送り出し架設とした。(写真-9)

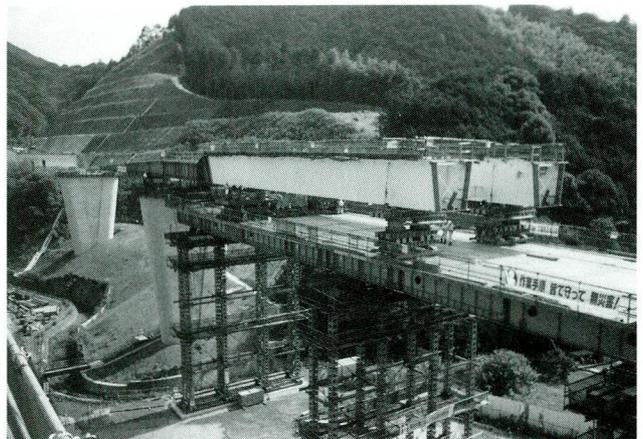
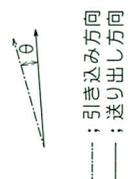


写真-9 開断面箱桁の送り出し架設

2/4作-0-7による鋼桁引き込み方向と送り出し曲線方向との関係

引き込み方向	θ (rad)
P10→P12	$3.526 \times 10^{-3}$
P11→P12	$2.827 \times 10^{-3}$



--- : 引き込み方向  
— : 送り出し方向

鋼桁引き込み時の支承線方向最大水平力 (H)

$$H = 437 \times \sin(0.008360) = 3.653 \text{ (KN/桁)}$$

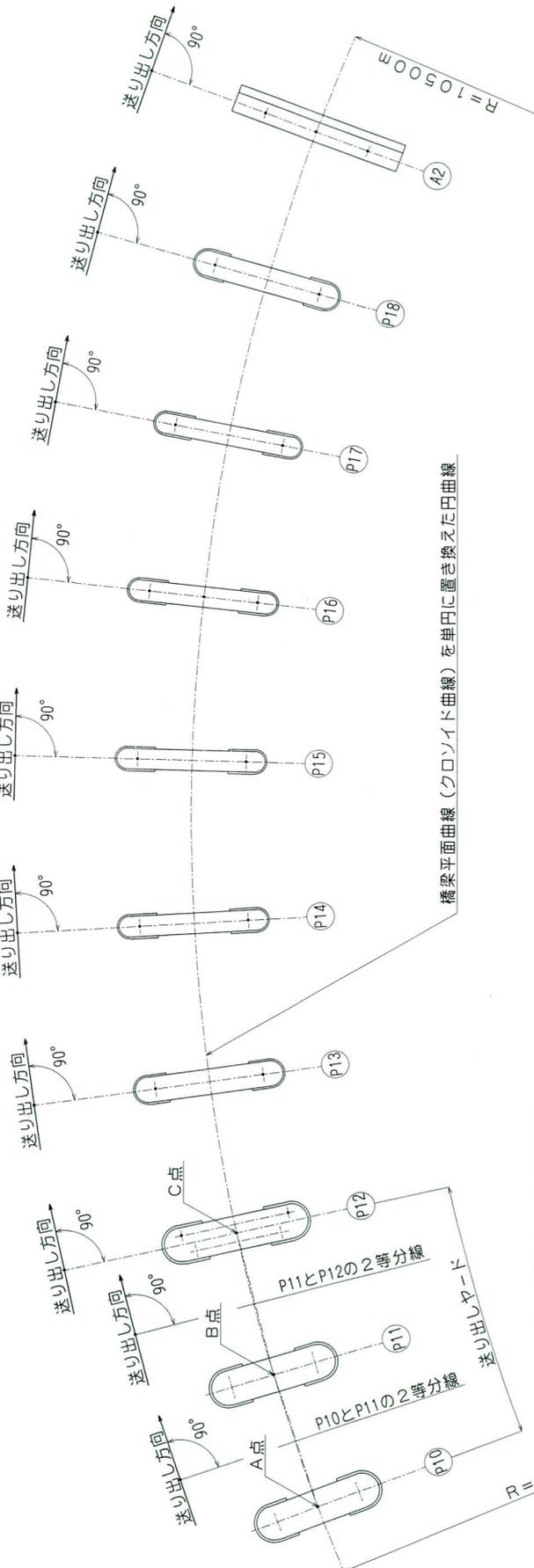
最大引き込み力  
最大交角 (P18)

各橋脚における送り出し曲線方向と支承線法線方向の関係

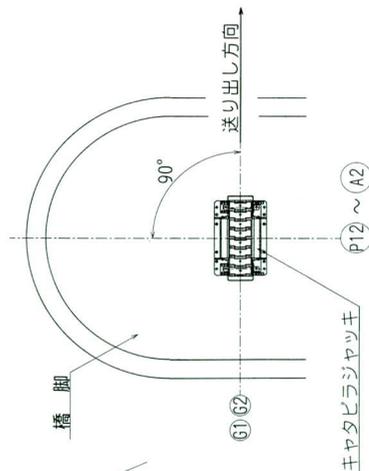
( $\times 10^{-3}$ )

橋脚	P10	P11	P12	P13	P14
θ (rad)	-4.171	-1.396	1.134	2.182	2.426
橋脚	P15	P16	P17	P18	A2
θ (rad)	1.815	0.559	-1.605	-4.590	-8.360

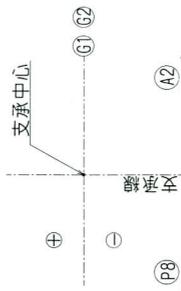
--- : 支承線法線方向  
— : 送り出し方向



キヤタピラジャツキの設置方向



送り出しに伴う主桁の支承線方向のスレ量



橋脚	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18
スレ量	最大 332	259	157	64	8	5	16
	最小 -69	-116	-237	-348	-317	-350	-241
(mm)	合計 401	375	394	412	325	345	225

【送り出し要領】

1. 本橋は平面曲率 (クロノイド曲線) を有するため、P10、P14およびP18の支承線と橋梁中心曲線との交点 (計3点) を通る円曲線上に桁の送り出しを行う。
2. 各橋脚は橋梁平面曲線の法線方向に設定されていることから、各脚上における桁の送り出し方向は橋脚中心線とほぼ直交する方向となる。したがって、キヤタピラジャツキはその方向にセットする。
3. 送り出しヤードにおける工事桁のセット方向はP10、P11およびP12橋脚中心と橋梁中心曲線との交点 (点A、点B、点C) を各々結んだ直線方向とする。なお、工事桁上の送り出しの方向は工事桁のセット方向に合わせる。
4. 橋梁平面曲率 (クロノイド曲線) を円曲線に置き換えて送り出しを行うことから、送り出し架設の進捗状況に応じて桁の橋脚直交方向のスレが生じるが、その際には鋼桁を一時的に架台に仮受けするとともにキヤタピラジャツキの横修正を行う。

図-7 鋼桁の送り出し要領

送り出し架設は、送り出しヤードの関係から計4回の分割施工とした。

本橋では、送り出し架設完了後の高所における主桁先端部（手延べ機連結構取付部）の切断、仕上げおよび塗装作業を省略するため、手延べ機連結構取付孔は主桁本設部に設置することとした。なお、その場合、完成系の縦断勾配との関係から主桁ウェブ端面とフランジ上下面との交角が90度ではないことに注意し、手延べ機連結構を製作する必要がある。

送り出し架設完了後、主桁に設けた手延べ機連結構取付孔は、化粧板で覆うことで美観に配慮した。（写真-10）

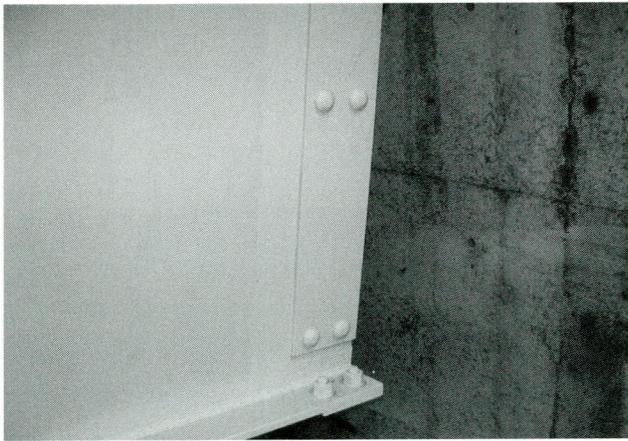


写真-10 桁端部の化粧板

### 3. 免震支承の施工

本橋では、高減衰積層ゴム支承（HDR）と鉛プラグ入り積層ゴム支承（LRB）の計2種類の免震支承を採用しており、いずれも支承本体とベースプレートを現場溶接で一体化する構造としている。

従来より、ベースプレートの固定は鋼桁架設完了後の測量結果を基に行うのが一般的であるが、本橋の免震支承は、その平面寸法が大きく、鋼桁架設後の高さ調整が困難なことから、ベースプレートの据付高さは、仮組立検査結果による支間長や支点上の桁高を反映するとともに、支点上の鋼桁天端計画高の許容値の下限（-5mm）近傍の高さとした上で、無収縮モルタルによるベースプレートの先行固定を行うこととした。なお、ベースプレートの据付高さを許容値の下限近傍としたのは、PC床版厚の出来形にマイナスが認められていないことによる。

また、支承本体を現場溶接する際、溶接熱に伴うベースプレートの反り上がりによって、無収縮モルタルにひ

び割れが発生しないように、バックアップ材をベースプレート周りに設置し、無収縮モルタルを施工することとした。（図-8）

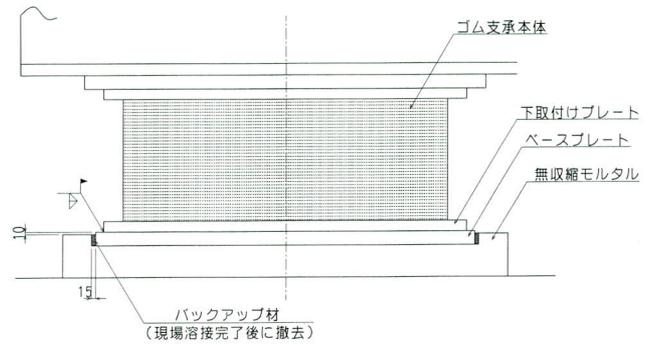


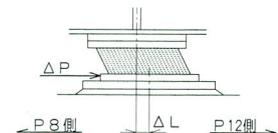
図-8 無収縮モルタルのひび割れ防止対策

支承本体の固定（現場溶接）は基本的に、鋼桁の温度変化による移動量と残キャンパーによる移動量を各温度ごとに計算した結果（表-2, 図-9）に基づき、位置調整（予備せん断変形）を行った後、PC床版施工前に実施する計画としたが、前述したように支承本体の平面寸法は大きく、橋脚上の作業スペースも狭いことから、支承本体の固定は極力、調整量が0となる時期を選定し、行うこととした。

表-2 免震支承の予備せん断変形量

上り線(P8~P12)		温 度 (°C)										
		-5	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
P8	ΔLt(mm)	30.8	23.1	15.4	7.7	0.0	-7.7	-15.4	-23.1	-30.8	-38.5	-46.2
	ΔLr(mm)	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0	14.0
	ΔL(mm)	44.8	37.1	29.4	21.7	14.0	6.3	-1.4	-9.1	-16.8	-24.5	-32.2
P9	ΔP(tf/個)	15.3	12.7	10.1	7.4	4.8	2.2	0.5	3.1	5.7	8.4	11.0
	ΔLt(mm)	15.2	11.4	7.6	3.8	0.0	-3.8	-7.6	-11.4	-15.2	-19.0	-22.8
	ΔLr(mm)	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0	-11.0
P10	ΔL(mm)	4.2	0.4	-3.4	-7.2	-11.0	-14.8	-18.6	-22.4	-26.2	-30.0	-33.8
	ΔP(tf/個)	5.7	0.5	4.6	9.8	15.0	20.1	25.3	30.5	35.6	40.8	46.0
	ΔLt(mm)	0.6	0.5	0.3	0.2	0.0	-0.2	-0.3	-0.5	-0.6	-0.8	-0.9
P11	ΔLr(mm)	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0	2.0
	ΔL(mm)	2.6	2.5	2.3	2.2	2.0	1.9	1.7	1.6	1.4	1.3	1.1
	ΔP(tf/個)	2.9	2.7	2.6	2.4	2.2	2.1	1.9	1.7	1.6	1.4	1.2
P12	ΔLt(mm)	-14.1	-10.6	-7.0	-3.5	0.0	3.5	7.0	10.6	14.1	17.6	21.1
	ΔLr(mm)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
	ΔL(mm)	-8.1	-4.6	-1.0	2.5	6.0	9.5	13.0	16.6	20.1	23.6	27.1
P12	ΔP(tf/個)	13.1	7.4	1.7	4.0	9.7	15.5	21.2	26.9	32.6	38.3	44.0
	ΔLt(mm)	-28.4	-21.3	-14.2	-7.1	0.0	7.1	14.2	21.3	28.4	35.5	42.6
	ΔLr(mm)	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0	-12.0
P12	ΔL(mm)	-40.4	-33.3	-26.2	-19.1	-12.0	-4.9	2.2	9.3	16.4	23.5	30.6
	ΔP(tf/個)	13.9	11.5	9.0	6.6	4.1	1.7	0.8	3.2	5.7	8.1	10.6

ΔLt: 温度変化による移動量  
 ΔLr: 残キャンパーによる移動量  
 ΔL: 合計の移動量  
 ΔP: 支承の予備せん断変形力



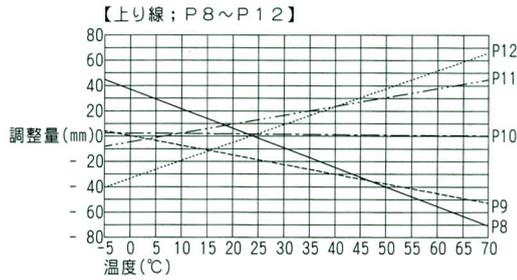


図-9 環境温度と免震支承調整量との関係

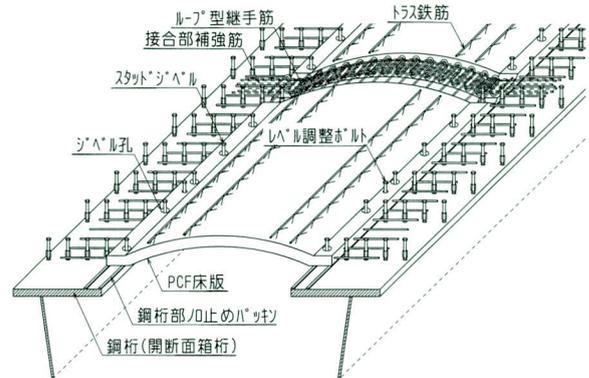


図-10 PCF床版概要図

#### 4. PCF床版の施工

箱桁直上部のPC床版に効率よくプレストレスを導入する目的から、開断面形式の箱桁を採用したが、その際、主桁直上部の型枠支保工構造をどうするかが問題となった。当初、箱桁内で型枠支保工を人力で組み立てる方法や箱桁内を移動可能な型枠支保工設備の開発等の話が出たものの、いずれも現実的な話としてとまらなかったが、その後の検討作業を経て、図-10に示すPCF床版が開発され、本工事で実施した実物大模型にも採用した。これは、鋼桁上に貼り付けたノロ止めパッキン材の上に厚さ10cmの工場製プレキャストRC版をクレーンにより敷設した後、鋼桁上面とPCF床版との隙間にグラウト（無収縮モルタル）を注入することで鋼桁との一体化をねらったもので、ズレ止めには主桁上面のスタッドを利用している。また、橋軸方向の継手はループ方式を採用した。（図-11、写真-11）

なお、PCF床版は設計断面としてカウントするため、後打ちコンクリートとの一体化が要求されるが、これについてはPCF床版上面をハウキ目仕上げにするとともに、併せて橋軸方向にトラス鉄筋を配置することとし、その性能は本工事で実施した実物大模型実験やその後の輪荷重移動載荷試験による検証を経て、確認されている。PCF床版の鋼桁との一体化は、作業効率上、PCF床版敷設後に行うのがよいが、本橋では、PCF床版のブロック施工に伴う主桁作用により、PCF床版にひび割れの発生が懸念されたため、PC床版同様、過大な引張力が発生しないような施工順序（分割施工）を採用した。

また、鋼桁架設完了後に敷設したPCF床版は、PC床版のブロック施工に伴う主桁作用や日射による鋼桁の伸縮によって、その橋軸方向継手部（ノロ止めパッキン部）に隙間の生じた箇所があったため、再度調整作業を行った。



図-11 PCF床版のループ継手



写真-11 PCF床版のループ継手

#### 5. PC床版の施工

PC床版の施工は、工程の短縮に配慮し、移動型枠を1橋につき2基使用することとした。また、施工時におけるコンクリートのひび割れを防止する目的から、本橋ではブロック施工順序の工夫、遮光や防風に配慮したコンクリート養生、およびテンポラリーなカウンターウエイトを採用することとした。

なお、本橋のひび割れ対策工の中には、鋼桁を計画高よりも高く架設し、PC床版の施工の進捗状況に応じて鋼桁をジャッキダウンする、いわゆる逐次ジャッキアップダウン工法は採り入れていない。これは、本工法の設備は大掛かりとなるばかりか、加えて鋼桁のジャッキダウ

ンによりコンクリートに導入されたプレストレスのほとんどが、その後のクリープや乾燥収縮の影響で消失してしまうことを踏まえ、上記対策工の方が、経済性や施工性で優る有効な方策と判断したことによる。

## (1) 施工機械設備

### 1) 移動型枠

#### (a) 基本構造

本橋で使用した移動型枠は、桁間部PC床版を施工するインサイド型枠、インサイド型枠を支持し、横桁上を移動するスライディングビーム、張出し部PC床版を施工するアウトサイド型枠および各種作業の足場となる移動足場より構成される。

(図-12, 13, 14, 写真-12, 13)



写真-12 鋸桁用移動型枠



写真-13 箱桁用移動型枠



写真-14 アウトサイド型枠と分離した移動足場

本橋の移動型枠の最大の特徴は、移動足場とアウトサイド型枠を分離構造としていることであり(写真-14)、これは以下の理由によっている。

- ① 移動足場は、アウトサイド型枠を主桁に固定した状態で他の場所へ移動することができるため、排水管の設置、鋼桁塗装のタッチアップおよび壁高欄用張出し作業足場の組立作業に対応できる。また、床版下面の外観確認にも使用が可能である。
- ② 移動足場は支保工としての荷重を受けないため、部材断面を小さくすることができ、これは後述する軽量化にもつながる。

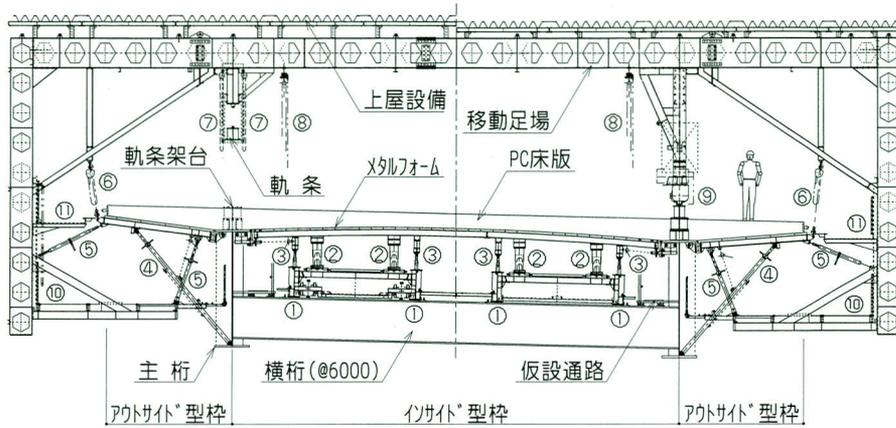
また、主桁の維持管理用吊金具(以下、鋼桁付金具という)を利用した取り付け構造としていることも、他工事で一般的に使用されている移動型枠との相違点であると思われる。

本橋では、桁間部PC床版の下面に曲線形状を採り入れているが、これについては、曲げ加工した支保工梁の上に鋼製型枠を敷設(折れ線配置)することで対処した。

#### (b) 施工ブロック長

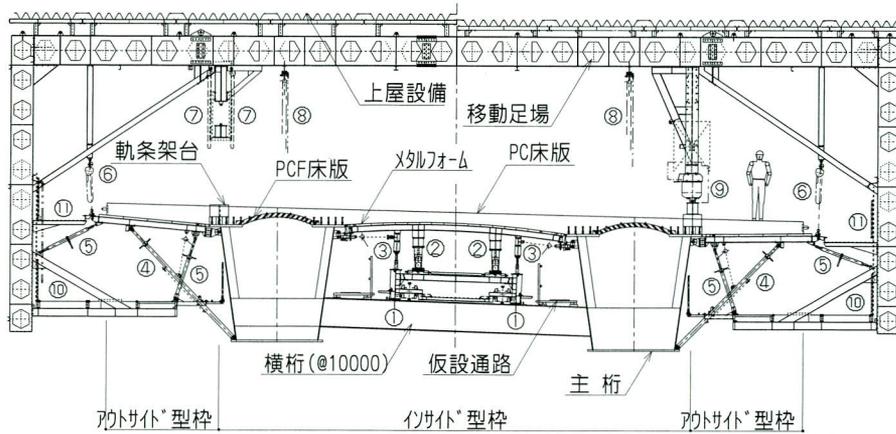
PC床版の施工ブロック長は、最大で12mとしているが、これはコンクリートの打込み作業を午前中に完了させた上で養生作業の完了を夕方までに終わらせるというタイムスケジュールを念頭に置いて設定している。なお、鋸桁PC床版の最大ブロック長12mは、コンクリート体積で約90m<sup>3</sup>、表面仕上げ面積で約200m<sup>2</sup>に相当する。

また、ブロックの打継目はPC鋼材間の中心位置となるように設定するのが望ましいので、原則として、ブロック長はPC鋼材設置間隔の整数倍となるように決定した。



- ① スチールビーム
- ② シェアリングジャッキ (型枠セット・移動時に使用)
- ③ サホートジャッキ (型枠微調整・床版施工時に使用)
- ④ 伸縮棒ジャッキⅠ (型枠セット・床版施工時に使用)
- ⑤ 伸縮棒ジャッキⅡ (型枠セット・移動時に使用)
- ⑥ フェノックⅠ (型枠セット時に使用)
- ⑦ フェノックⅡ (軌条吊上げ時に使用)
- ⑧ キヤートドリ (補強材・軌条架台撤去時に使用)
- ⑨ 自走台車 (移動足場移動時に使用)
- ⑩ 下段足場
- ⑪ 上段足場

図-12 板桁用移動型枠



- ① スチールビーム
- ② シェアリングジャッキ (型枠セット・移動時に使用)
- ③ サホートジャッキ (型枠微調整・床版施工時に使用)
- ④ 伸縮棒ジャッキⅠ (型枠セット・床版施工時に使用)
- ⑤ 伸縮棒ジャッキⅡ (型枠セット・移動時に使用)
- ⑥ フェノックⅠ (型枠セット時に使用)
- ⑦ フェノックⅡ (軌条吊上げ時に使用)
- ⑧ キヤートドリ (補強材・軌条架台撤去時に使用)
- ⑨ 自走台車 (移動足場移動時に使用)
- ⑩ 下段足場
- ⑪ 上段足場

図-13 箱桁用移動型枠

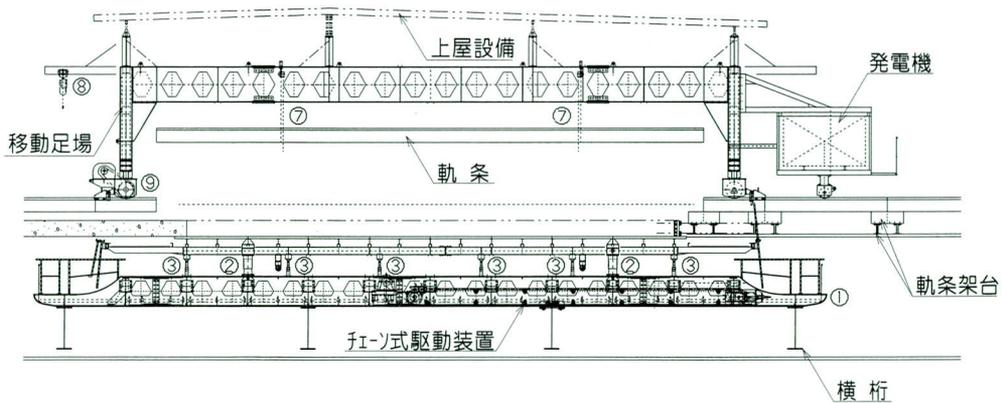


図-14 移動型枠側面図

(c) 断面決定において特に配慮した点

I) 剛性重視

本橋の桁間部PC床版は、ハンチをもたない曲線形状とされていることから、床版ブロック重量の载荷によって生じるインサイド型枠の鉛直変位に見合った型枠の上げ越し作業を行うことは困難である。また、インサイド型枠は横桁で支持されており、施工時には、横桁のたわみもインサイド型枠の鉛直変位に付加されることになる。

以上より、移動型枠の断面決定においては、施工時の過大な鉛直変位を抑制するとともに、所定の出来形を確保する目的から、部材剛性を重視した設計としており、その結果、コンクリート打込み時における型枠の最大鉛直変位は、インサイド型枠で2mm（鋸桁）、1mm（箱桁）、アウトサイド型枠で2mm（鋸桁、箱桁）となっている。

II) 軽量化

本橋のPC床版は、移動型枠によるブロック施工を前提としていることから、移動型枠とPC床版ブロックの合計重量が鋼桁上に载荷されることに伴う主桁作用によって、先行施工したブロックに引張力の作用するケースがある。したがって、移動型枠の主部材にハニカムビームを採用し、軽量化を図ることで、この主桁作用による引張力を極力、減らすこととした。

(d) 移動装置

I) 滑りシュー

インサイド型枠は、横桁上を移動するため、硬質プラスチック製のMCナイロンを滑りシューとして、横桁上フランジにボルトで固定するとともに、併せて移動時の横ズレ防止材も設置することとした。(写真-15)

なお、滑りシューに軽量のMCナイロンを使用したのは、後の人力による撤去作業の施工性および安全性に配慮したことによる。

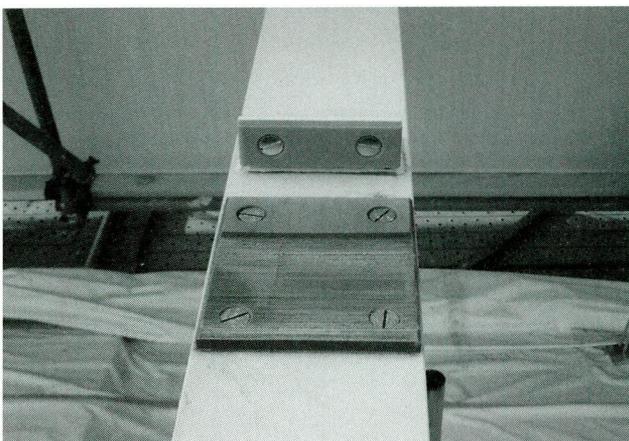


写真-15 滑りシューおよび横ズレ防止材

II) インサイド型枠

インサイド型枠の移動装置は、アンカー金具の盛り替え作業を全てスライディングビームの作業足場内で安全に効率良く施工できるように、横桁をアンカーとするチェーン駆動方式を採用することにした。また、その移動速度は逸走防止に配慮して、0.5m/minに設定した。

III) 移動足場およびアウトサイド型枠

移動足場の移動装置は、主桁上あるいはPC床版上に敷設した軌条の上を移動する自走台車方式（2WD）とし、その移動速度は、インサイド型枠同様、逸走防止に配慮して2.0m/minに設定した。

なお、アウトサイド型枠は移動足場に支持された状態で移動する。

(e) 全天候型を可能とする付帯設備

工程の短縮、コンクリートのひび割れ防止および作業環境の向上に配慮し、本橋の移動型枠は上屋設備と風防カーテンを備えた全天候型タイプとした。(写真-16)

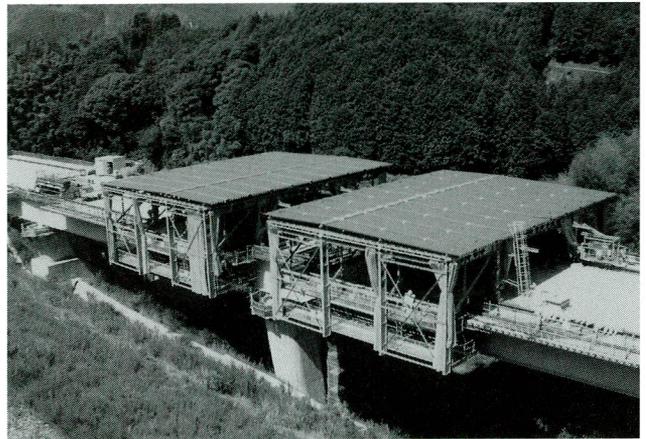


写真-16 全天候型の移動型枠

なお、これらの付帯設備には以下の効果がある。

- ①降雨や塵の型枠内への進入を防止できる。
- ②直射日光や風を遮ることで、コンクリート打込み時におけるコンクリート表面の水分の蒸発を防止できる。また、夏期においては、鋼製型枠や主桁上フランジを日陰とし、日射による温度上昇を抑えることで、打込まれたコンクリートの温度上昇を抑制することができる。さらに、養生中においては、鋼製型枠に風を当てないことで、コンクリート表面の急激な温度低下を防止できる。
- ③作業場を日陰にすることで、夏期における作業員の熱中症防止に絶大な効果がある。

(f) 安全設備

移動型枠の安全設備として、移動足場停車時のストッパーを各車輪部に計4箇所、非常停止ボタンをインサイド型枠の前後に計2箇所、移動足場の前後左右に計8箇所設置した。(写真-17, 18)

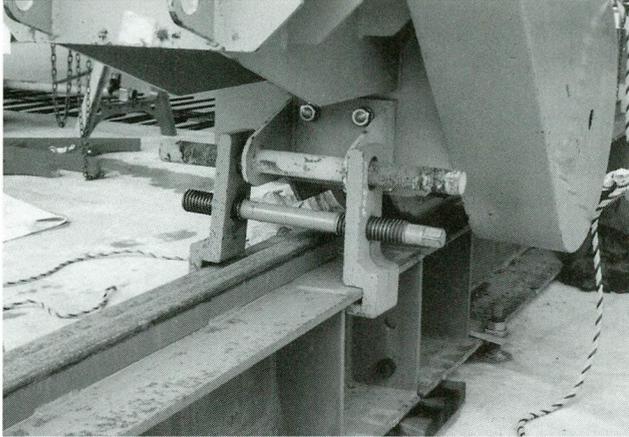


写真-17 逸走防止ストッパー



写真-18 非常停止ボタン

また、移動時にパテライト（音の出る回転灯）を作動させることで、周囲の人間に移動作業を認識させることとした。(写真-19)

2) 橋上運搬台車

資機材の荷揚げ場所から施工場所までの橋上運搬作業を効率的に行うため、橋上運搬台車を移動型枠とセット(1橋につき2基)で使用する事とした。(写真-20)

また、移動作業は移動足場の軌条設備を利用した自走台車方式(2WD)とし、安全設備は移動足場同様、停車時のストッパーと非常停止ボタンを採用した。

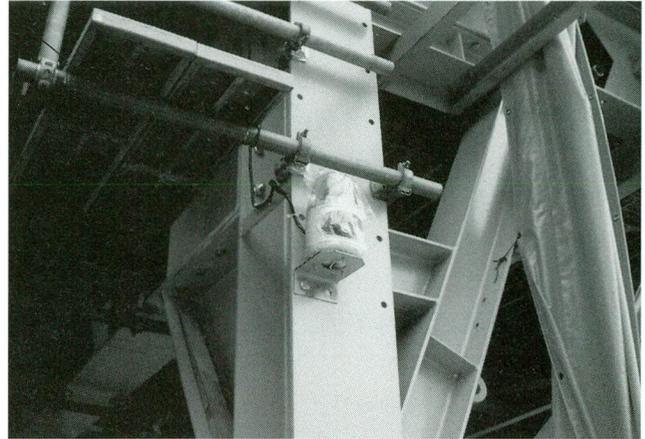


写真-19 パテライト

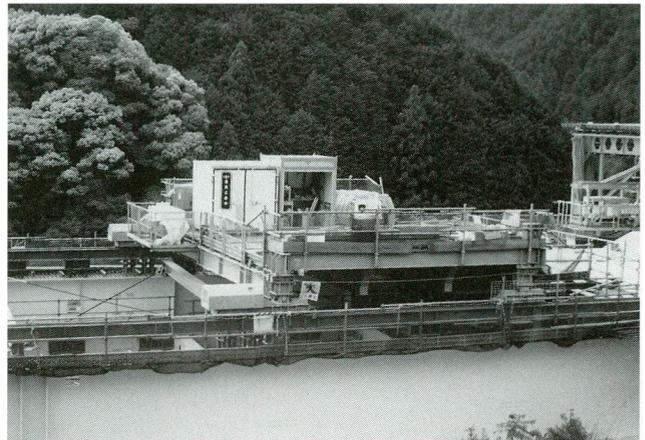


写真-20 橋上運搬台車

3) 軌条設備

移動足場および橋上運搬台車の移動作業に備え、鋼桁架設時に軌条設備を主桁上面のスタッドネジを利用し、設置した。

本橋のPC床版の施工においては、出来る限りコンクリート内に異物(架台類)を残さないことを基本方針としているため、施工ブロック上に位置する軌条設備は、移動足場より上方に吊り上げることとした。したがって、軌条梁は打継目位置で分離可能なように、部材長1.5m～3.0mの範囲の物を組み合わせて使用することとした。

支持架台は、原則として梁タイプとしたが、PC床版の打継面から橋軸方向鉄筋が突出する箇所は、パイプタイプを採用することで、鉄筋と支持架台との干渉を避けることに配慮した。(写真-21)

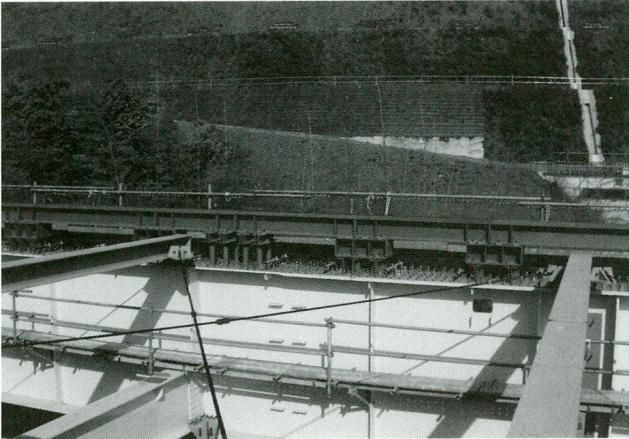


写真-21 軌条設備の支持架台

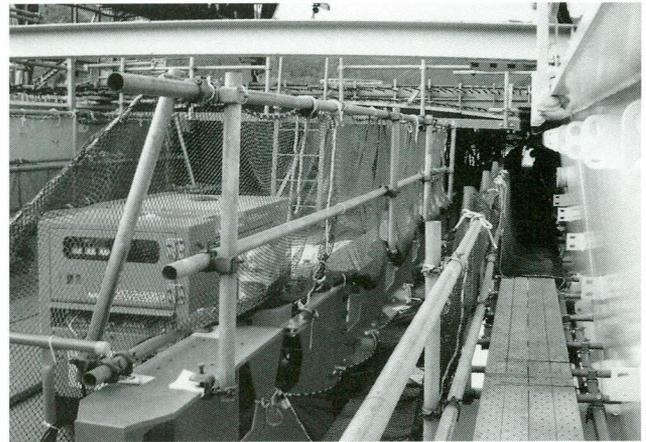


写真-23 横桁上面部の仮設通路足場

#### 4) 仮設通路足場

鋼桁架設時およびPC床版施工時の作業通路となる仮設通路足場を主桁および横桁の上面部におのおの設置することとし、前者はPC床版のブロック施工時（施工区間のみ）、後者はPC床版のブロック施工が全て完了した後にインサイド型枠を利用して解体した。（写真-22, 23）



写真-22 主桁上面部の仮設通路足場

#### (2) ブロック割り

PC床版のブロック割りは、床版自重一括載荷による主桁の曲げモーメント図における正曲げ範囲と負曲げ範囲を最大施工ブロック長（12m）でおのおの除した後、その値を整数に切り上げて仮決定し、それに主桁上面のスタッド位置を考慮した上で決定した。さらに、箱桁PC床版のブロック割（打継目位置）については、PCF床版の橋軸方向継手位置との関係も考慮することとした。

なお、活荷重により負の最大曲げモーメントが作用する中間支点上ブロックは、打継目位置に作用する引張力

を極力、小さくするため、ブロック長は最大施工ブロック長（12m）とした。

#### (3) 施工順序

本橋におけるPC床版の施工順序は、施工時は勿論、施工完了時のいずれにおいても、全ての床版ブロックに有害な引張力が発生しないような、以下に示す順序とした。鉄桁の施工ステップを図-15に示す。

①床版自重一括載荷による主桁の曲げモーメント図の正曲げ範囲（支間部）を先行施工し、その後に負曲げ範囲（支点部）の施工を行う。（写真-24）

②支間部の施工が完了し、隣接する支間部に移動型枠が移動する場合は、施工を終えたばかりのブロック上にカウンターウエイトを設置する。

これは、上記のコンクリートブロックは無応力状態（橋軸方向）にあり、この状態で支間部の施工を行った場合、このブロックには主桁作用による負の曲げモーメントにより、有害な引張力が作用することから、カウンターウエイトを載荷し、コンクリートにプレストレスを一時的に導入することで、引張力を低減させようというものである。

また、2基の移動型枠が、互いに隣接する支間部ブロックを施工する場合は、同時施工を前提条件とし、主桁作用による負の曲げモーメントをキャンセルさせることとする。（写真-25）

③全ての支間部ブロックの施工完了後、支点部の施工に着手する。本橋の支点部は3ブロックとなることから、まず、支点直上ブロックに隣接する左右2ブロックの施工を2基の移動型枠を使用して、同時に行う。（写真-26）

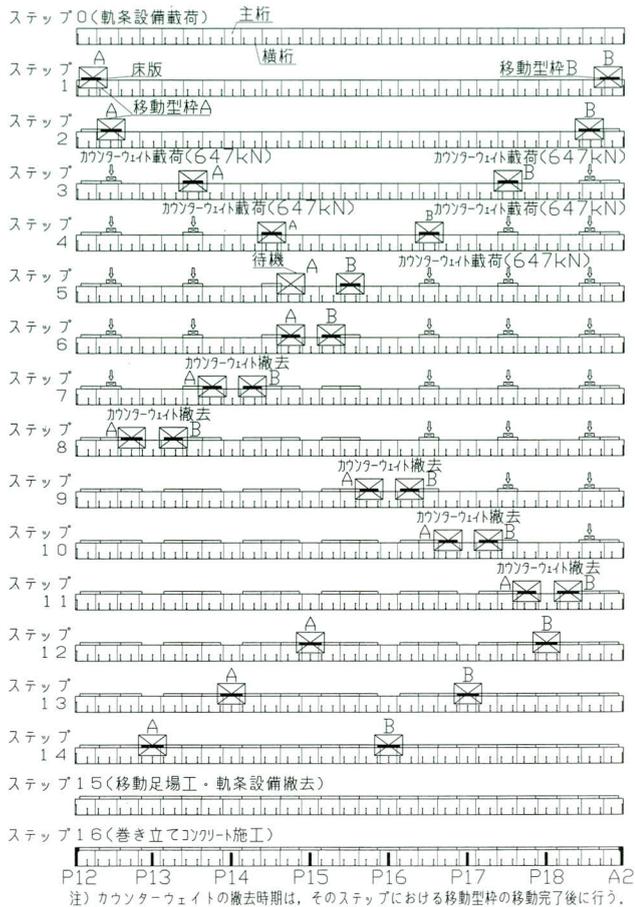


図-15 鋼桁の施工ステップ

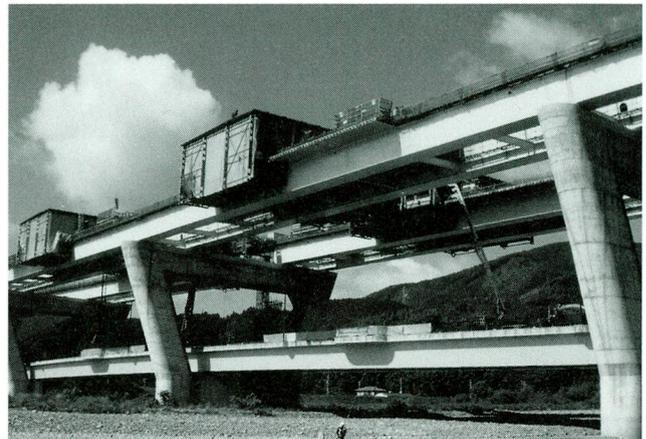


写真-25 隣接支間部の施工



写真-26 中間支点部隣接ブロックの施工

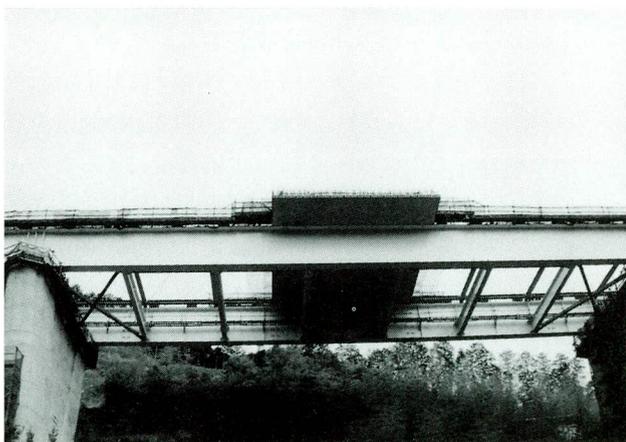


写真-24 先行施工の支間部ブロック

当初段階の検討では、この2ブロックは1ブロックづつステップを変えて施工することを計画したが、その場合、先行して施工したブロックに有害な引張力の発生が確認されたため、2基の移動型枠を用い

て同時に施工することで、コンクリートに発生する引張力をキャンセルさせることにした。

なお、カウンターウエイトの撤去時期は、カウンターウエイト載荷ブロックに隣接したブロックの施工に着手するタイミングとするが、これは、移動型枠(重量物)がカウンターウエイトと入れ替わったと考えればよい。

④最後に支点上ブロックの施工を行い、全てのブロック施工が完了する。

なお、施工ステップの検討には専用のプログラムを使用し、各ステップにおける全てのブロックの引張応力度は $1.0\text{N/mm}^2$ (許容値から水和熱による温度応力を減じ、さらに若干の余裕を見込んだ値で許容値の約50%に相当)以下に抑えることとした。

#### (4) 使用材料

##### 1) コンクリート

コンクリートの設計基準強度は材齢28日で40N/mm<sup>2</sup>でしたが、本橋のサイクル工程上は、材齢3日でプレストレスを導入する計画としているため、配合設計上の目標強度は材齢3日が対象となる。したがって、セメントは強度発現の早い早強ポルトランドセメントを使用することとした。また、単位水量を減じることで耐久性の向上と温度応力を低減させ、加えてフレッシュコンクリートの良好なスランプ保持性能を確保する目的から、高性能AE減水剤（遅延型）を添加することとし、さらにコンクリート硬化時の温度ひび割れ、乾燥収縮を鋼桁が拘束することに起因するひび割れの発生を防止するため、膨張材（標準型）を収縮補償として、使用することとした。

表-3に床版コンクリートの配合表を示す。

なお、高性能AE減水剤を全ての季節で遅延型としたのは、コンクリート打込み作業時の不測の事態に対して、十分な余裕をもって対処できるように配慮したことによる。

##### 2) PC鋼材

PC鋼材はグラウト作業を省略できるプレグラウトタイプの太径シングルストランド（1S28.6）を使用した。なお、プレグラウトPC鋼材とは、PC鋼材をポリエチレンシースで被覆し、鋼材とシースの間に常温硬化型の樹脂を注入したPC鋼材である。

PC鋼材のプレグラウト樹脂タイプは、原則として、その硬化が環境温度の影響を受けにくいとされる湿気硬化型としたが、本橋ではブロックの端部2本のPC鋼材は、打継目近傍の導入プレストレスの均等化に配慮し、後施工となる隣接ブロックのPC鋼材緊張時期に合わせてプレストレスを導入する計画としたことから、この2本に湿気硬化型の樹脂を使用した場合、PC鋼材の緊張可能日数を守れなくなる場合がある。したがって、この端部2本のPC鋼材は温度硬化型の樹脂を使用することとした。

(図-16)

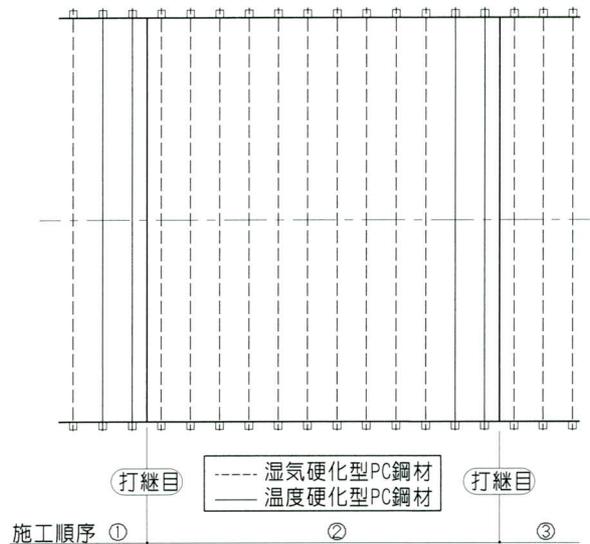


図-16 プレグラウトPC鋼材種類の使い分け

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

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

#### (5) 移動型枠の組立および解体

移動型枠の組立・解体は、いずれも地組立を基本とし、鋼桁上での高所作業は出来る限り避けることとした。また、必要に応じて仮の形状保持材を使用した。(写真-27)

アウトサイド型枠および移動足場の解体は、基本的に

表-3 コンクリートの配合

	粗骨材の最大寸法 (mm)	荷卸し時の目標スランプ (cm)	水結合材比 W/(C+F) (%)	細骨材率 S/a (%)	単 位 量 (kg/m <sup>3</sup> )							
					水 W	セメント (早強) C	膨張材 (標準型) F	結合材 P=C+F	細骨材		粗骨材 G	高性能AE減水剤 (遅延型) A
									S1	S2		
P4-2	25	14.0±2.5	43.8	44.0	160	335	30	365	697	77	999	2.738 (P×0.75%)
									774			

組立作業と逆の手順としたが、インサイド型枠およびスライディングビームは、その上面をPC床版が覆っており、クレーンによる上部からの解体作業が不可能なことから、解体作業の安全性や施工性に配慮し、PC床版上に設置したワイヤークランプジャッキ設備を用いて、インサイド型枠を横桁ごと地上へ降下することとした。(写真-28, 29) なお、降下用ワイヤーロープを挿入するPC床版の貫通孔は、鉄筋組立時にシースを所定位置に固定し、コンクリートを打込むことで確保した。(写真-30)



写真-29 インサイド型枠の降下



写真-27 移動型枠のブロック組立

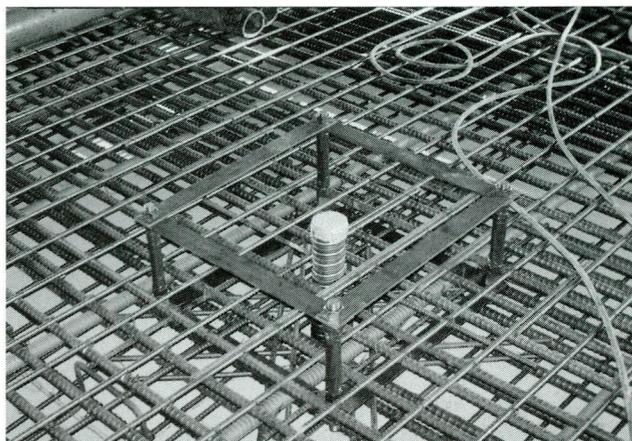


写真-30 PC床版の貫通孔用シース

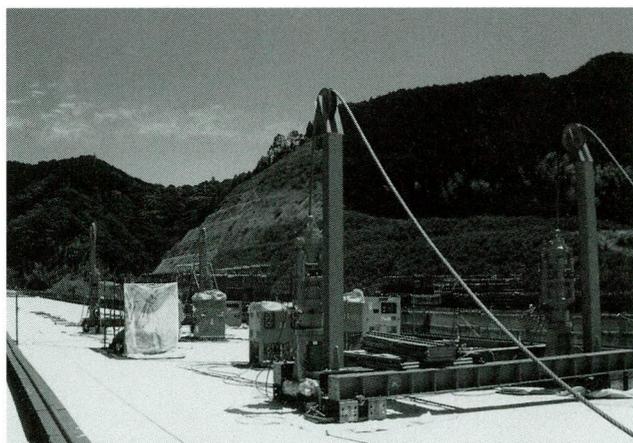


写真-28 インサイド型枠の降下設備

ここ近年、各地で盛んに建設が進められている2車線道路のPC床版鋼2主桁橋のインサイド型枠の解体作業は、最終施工となる桁端部床版ブロックを施工する前に、その上方からクレーンを用いて行い、桁端部ブロックは固定型枠支保工により施工しているのが一般的であると思われる。しかしながら、本橋の場合、床版支間（主桁間隔）および横桁間隔が広く、作業足場を含めた固定型枠支保工の組立・解体作業は容易ではない。したがって、

インサイド型枠の解体作業には上記の降下設備を採用することとした。

## (6) サイクル施工

### 1) 型枠の移動

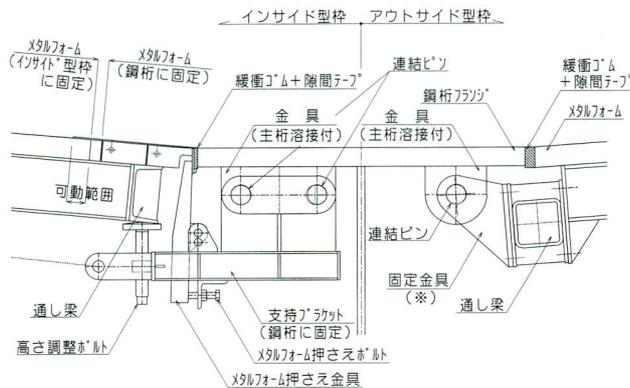
型枠の移動は、インサイド型枠を先行し、引き続いて移動足場・アウトサイド型枠としたが、これは桁間部の開口部を最初にインサイド型枠で塞ぐことに配慮したことによる。なお、インサイド型枠上面が全てのPC床版ブロックで覆われた状況下での移動作業においては、発電機からの排気ガスがPC床版下面部に充満する可能性があるため、送風機等の換気設備を使用した。

また、移動完了後には、移動足場の逸走防止のためのストッパーを軌条梁に固定した。

## 2) 型枠のセット

移動型枠のセットは、鋼桁付金具を利用するとともに、手動ジャッキにより行った。

移動型枠と鋼桁との取り付け構造を図-17に示す。



※：固定金具は2分割の構造とし、通し梁にはさみ込んで固定する

図-17 移動型枠と鋼桁との取り付け構造

### (a) インサイド型枠のセット

インサイド型枠のセットは、ジャーナルジャッキによる高さ調整と送り台による橋軸直角方向の平面位置調整を行った後、サポートジャッキおよび鋼桁付金具に設置した支持ブラケットで支保工梁を支持することで完了する。(写真-31, 32) なお、過去に本工事で実施した実物大模型のコンクリート打込み時に主桁の面外変位（傾き）が生じたことで、フランジコバ面と型枠材との間に隙間が発生し、そこからノロが漏れたことを踏まえ、本橋のインサイド型枠では、その部分に主桁の面外変位に追従可能な鋼製型枠を採用することとした。(図-17)

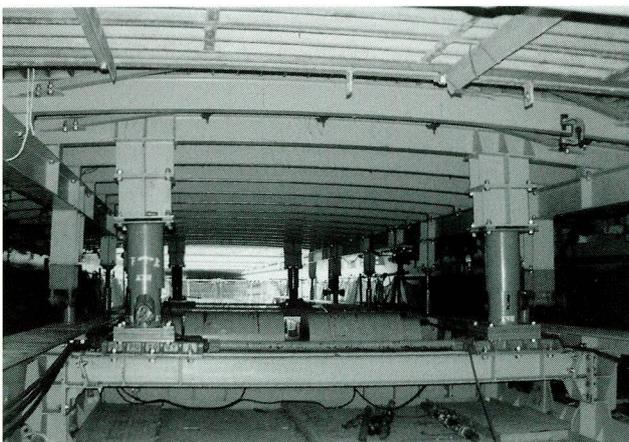


写真-31 ジャーナルジャッキと送り台

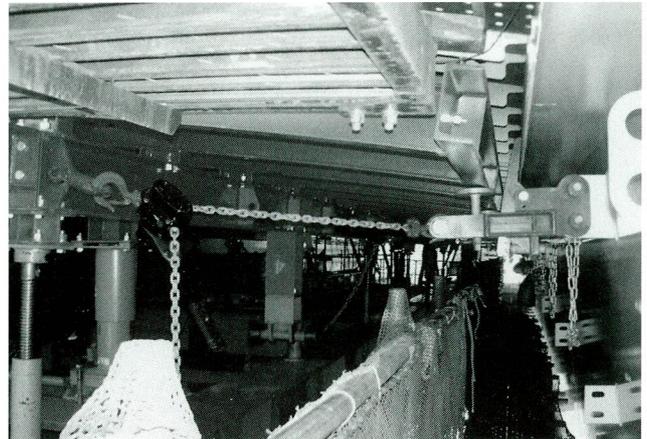


写真-32 支持ブラケット

また、前述したように、インサイド型枠の上げ越しは、型枠剛性を上げることで、その量を小さく抑えていることから、本橋では行なわないこととした。

### (b) アウトサイド型枠のセット

アウトサイド型枠のセットは、鋼桁付金具に支保工梁の端部をピン連結した状態で同部材先端部を移動足場からチェンブロックで吊り上げながら、斜めサポートジャッキを伸縮、固定することで完了する。(写真-33)



写真-33 セットが完了したアウトサイド型枠

なお、鋼桁付金具の設置間隔が不規則な範囲に対応するため、アウトサイド型枠の主桁との連結金具は、橋軸方向の任意の位置に固定できるように、アウトサイド型枠の通し梁を挟み込む構造とした。(図-17, 写真-34)

型枠先端部の上げ越し量は、床版、壁高欄、遮音壁、舗装の各自重と導入プレストレスによるPC床版張出し先端部の鉛直変位に、それに伴い発生するクリープ変位の

半分を加えた値とした。なお、クリープ変位を理論値の半分としたのは、過去の経験によっている。



写真-34 挟み込み構造の連結金具

(c) 軌条設備の吊上げ

本橋では極力、PC床版内に異物を残さないことを基本方針としているため、鉄筋の組立に先駆けて、施工ブロック上の軌条設備を移動足場からチェンブロックで吊り上げるとともに、専用の支持金具で固定することとした。(写真-35)



写真-35 吊り上げ、固定された軌条設備

(d) 妻型枠および側型枠のセット

インサイド型枠のセット完了後、鋼製型枠上に曲線加工された木製の妻型枠と予めPC支圧板がクギで固定された木製の側型枠を固定したが、これらには打継目処理材となるフィルムタイプの非硬化材（遅延剤）を型枠加工場で予め取り付けおいた。(写真-36)

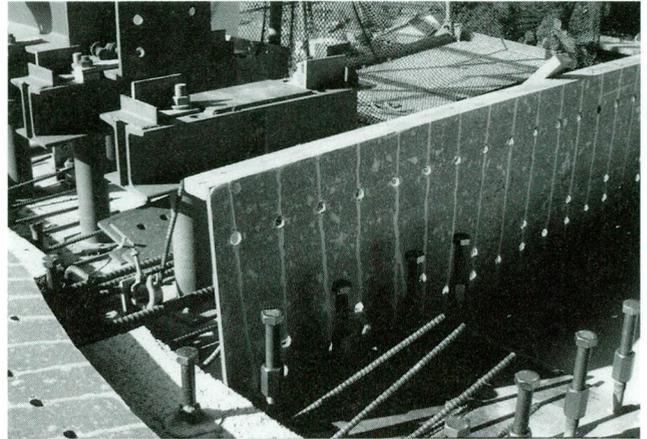


写真-36 非硬化材が取り付けられた妻型枠

3) 鉄筋・PC鋼材の組立

(a) 鉄筋の組立

下段鉄筋は、メッキ仕様の段取り鉄筋（D10）とモルタルスペーサーを用いて、所定高さに組み立てた。また、上段鉄筋は柵筋を利用して、PC鋼材の組立後に所定高さに組み立てた。(写真-37, 38)

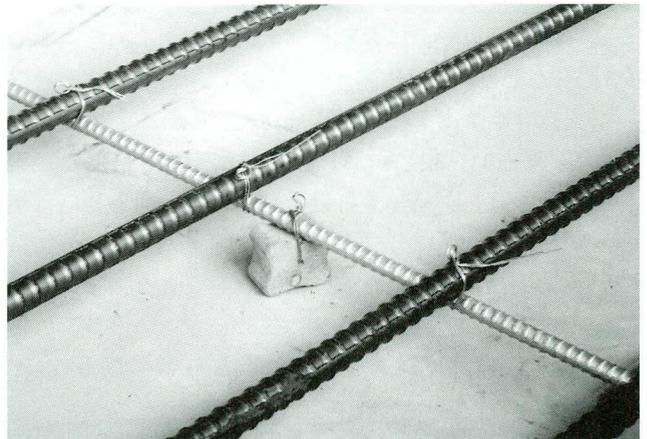


写真-37 メッキ鉄筋とモルタルスペーサー

(b) インサートアンカーの設置

FRP排水管および壁高欄の支保工梁を固定するためのインサートアンカー（本橋ではセラミックインサートアンカーを使用、写真-39）を鋼製型枠上にボルトで固定した。インサートアンカーを先行設置としたのは、本橋のPC床版の鉄筋は非常に密な配置となっており、加えて高強度のコンクリートは非常に堅いことから、コンクリート硬化後のインサートアンカーの打込み作業は極力、避けるのが望ましいと判断したことによる。ただし、インサートアンカー位置が鋼製型枠のリブと干渉するよう

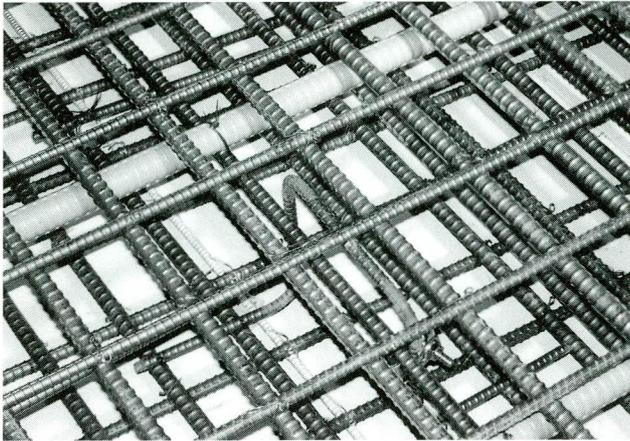


写真-38 棚筋と上段鉄筋

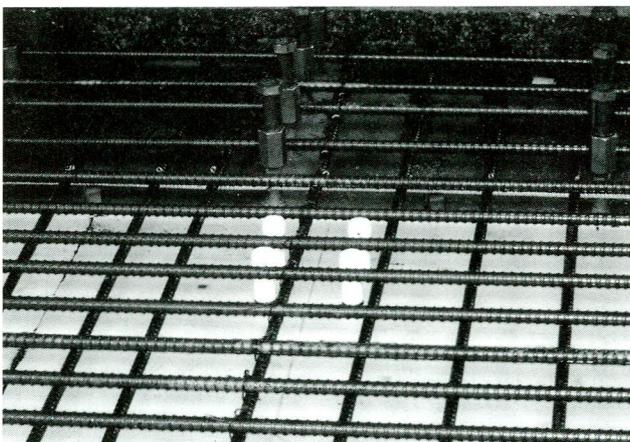


写真-39 FRP排水管用インサートアンカー

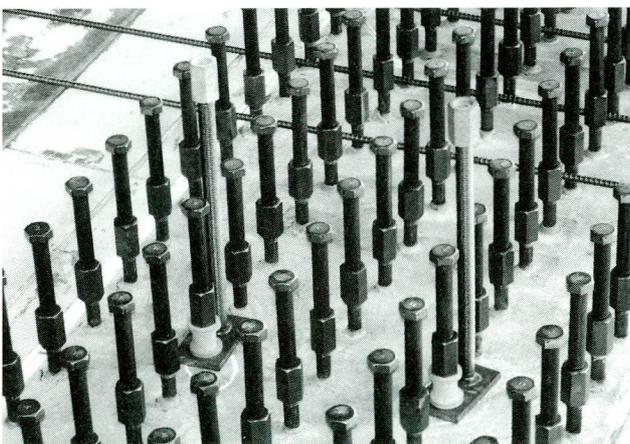


写真-40 軌条梁固定用アンカー

な場合、その取り付けはできないことから、その箇所はコンクリート硬化後の施工とした。

(c) 軌条梁固定アンカーの設置

ブロック施工完了後、移動足場より吊り上げておいた軌条梁をPC床版上に降下・固定するためのアンカーボルト

トを主桁上面のスタッドネジを利用して、1ブロック当たり4箇所設置することとした。なお、アンカーボルトはカップラーで連結する構造を採用することで、コンクリート硬化後においても上部ボルト部を容易に撤去できるようにした。(写真-40)

(d) PC鋼材の組立

PC鋼材は、リング状の荷姿で製作メーカーより搬入されてくるため、その展開作業においてはPC鋼材のスプリングバックに注意を払う必要がある。したがって、本橋では専用の展開装置を使用し、PC鋼材の展開作業を行うこととした。(写真-41)

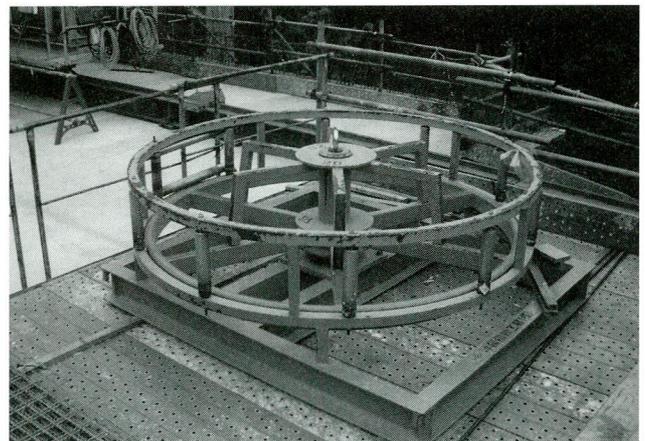


写真-41 PC鋼材の展開装置

PC鋼材の組立は、棚筋に固定した機械式のグリップ金具を利用して、所定高さに組み立てた。(写真-38)

4) コンクリートの打込み、締固めおよび仕上げ

(a) 作業足場の組立

コンクリートの打込み作業を安全に効率良く行うため、妻型枠に沿って作業足場を組み立てるとともに、PC床版上から移動足場に移動するための乗り越え設備を設置した。(写真-42)

(b) 型枠内の清掃

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

(c) 打込み

コンクリートの打込み方向は、型枠支保工の鉛直変位に伴う打継目部の沈下ひび割れを防止するため、打継目

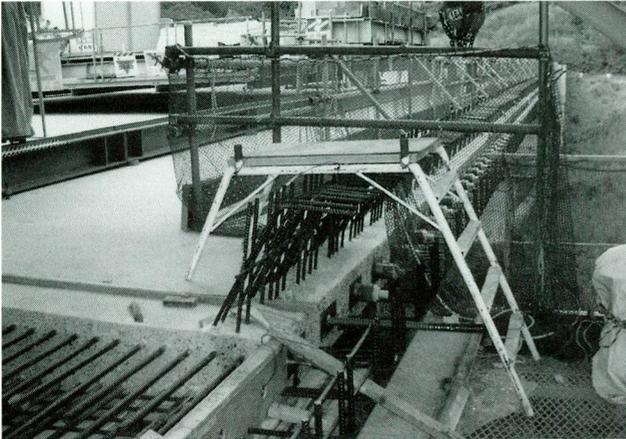


写真-42 乗り越え設備

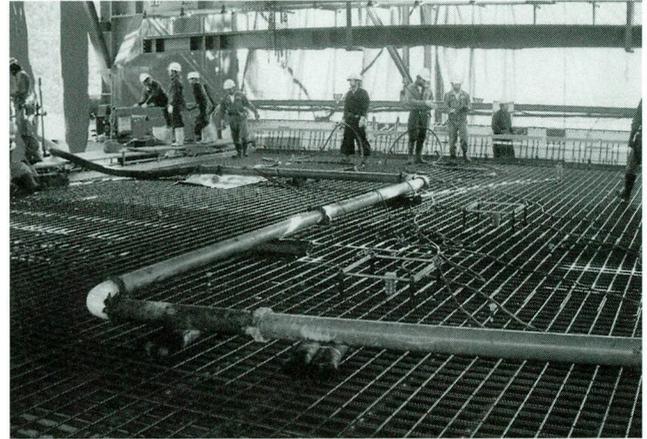


写真-43 橋面配管

側を最終施工とする橋軸直角方向の片押しを標準としたが、ポンプ車の据付け位置や橋面配管条件等の制約から、この打込みが困難な場合は橋軸方向の片押しとした。(図-18, 写真-43, 44)

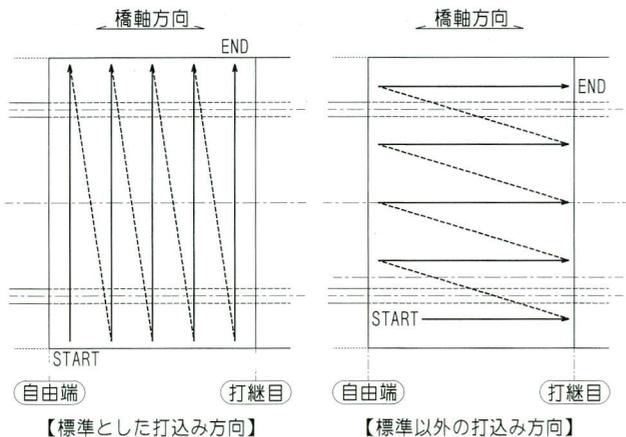


図-18 コンクリートの打込み方向

なお、アジテータの現場到着時間は、品質管理試験に絡む1台目から6台目までは1時間あたり6台、その後については1時間あたり7台の間隔とした。品質の高いコンクリートを現場で受け入れるために、スランプや空気量の品質管理試験は、現場荷卸し時に加えてプラント出荷時でも行い、必要に応じてポンプ筒先でも実施することとした。

なお、目標スランプは事前に実施した実機試験結果より、現場荷卸し時で14.0cmとした。(写真-45)

晴れや曇りの日は、直射日光や風によるコンクリート表面の水分の蒸発を防ぎ、また雨の日は、雨水の進入を



写真-44 コンクリートの打込み



写真-45 荷卸し時のコンクリート性状

防止する目的から、コンクリートの打込み前に移動足場に設置した風防カーテンでPC床版ブロックの周りを囲うこととした。(写真-46)

壁高欄打継面の処理(レイタンス処理)のために散布した凝結遅延剤が、PC床版上部部に流れてこないように、

メッキ板（0.3mm厚）をコンクリート表面に押し込み固定した。これはまた、雨の日に橋面上を流れてくる雨水を地上へ落とさない止水板の役割も果たしている。（写真-47）



写真-46 風防カーテン



写真-47 メッキ板の設置

また、後に施工する壁高欄の型枠支保工材や橋面の安全手摺りを設置するためのインサートアンカーの床版上面への埋め込み作業も併せて実施した。

#### (d) 締固め

コンクリートの締固めは、計4台の高周波バイブレータを用いて入念に行い、内2台は先行締固め、残りの2台は後追い（仕上げ）施工とした。なお、PC支圧板近傍は鉄筋が密に入り組んでいることから、上記4台のバイブレータとは別に細径のバイブレーターを使用し、締固めを行うこととした。

#### (e) 仕上げ

コンクリートの締固めに引き続いて、トンボによる荒仕上げを行った後、コンクリートが沈降して十分落ち着き、ブリージング水が出てきてから乾燥するまでの間にトロウエル（エンジン式コテ均し機）や金ゴテで2次仕上げを行い、床版厚は、棚筋に溶接した検測棒により管理した。（写真-48, 49）なお、最終仕上げ面を金ゴテ仕上げとしたのは、後の施工となる防水層との付着性能を満足させるためである。



写真-48 トロウエルによる表面仕上げ



写真-49 床版厚検測棒

また、コンクリートの初期材齢における保湿保水効果を高め、セメントの水和反応を最適環境下で進行させるとともに、仕上げ作業効率を高める目的で、仕上げ補助剤を兼ねた養生剤をジョウロを使用し、荒均し時と2次仕上げ時に散布した。

#### 5) 養生

コンクリートの打込みから硬化までの間、床版表面と床版内部の温度差を極力、小さくするとともに、緩やか

にコンクリート温度を低下させることが温度応力への対処として非常に重要となることから、本橋では図-19に示す養生を実施することとした。(写真-50, 51)

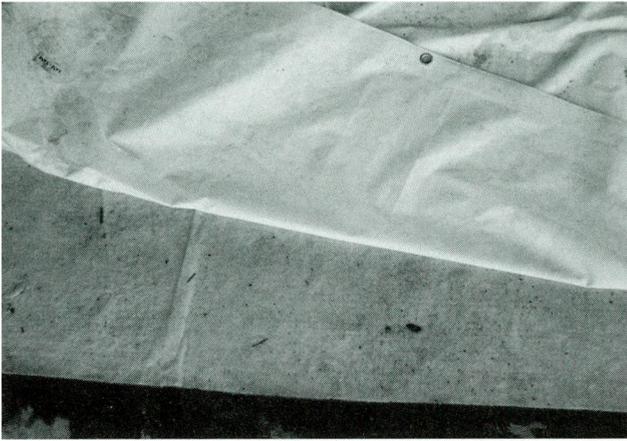


写真-50 養生マット、保湿シートによる養生

なお、ジェットヒータによる給温養生は、打込み日から翌朝にかけての予想最低気温が5℃を下回る場合、風防カーテン内において実施することとした。また、冬期に限らず夏期においても型枠下面部を風防カーテンやシートで覆ったのは、風による鋼製型枠裏面の急冷に伴うコンクリート表面の急激な温度低下を避けるためである。



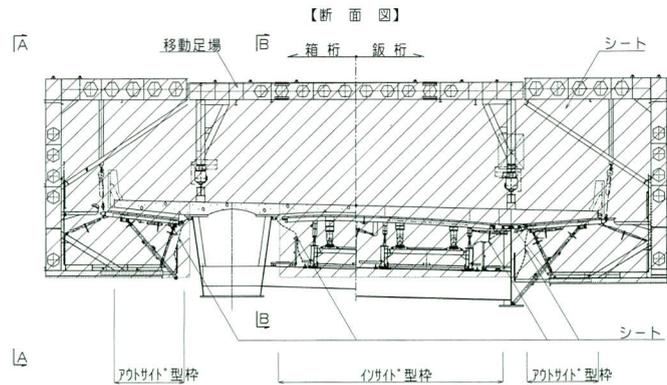
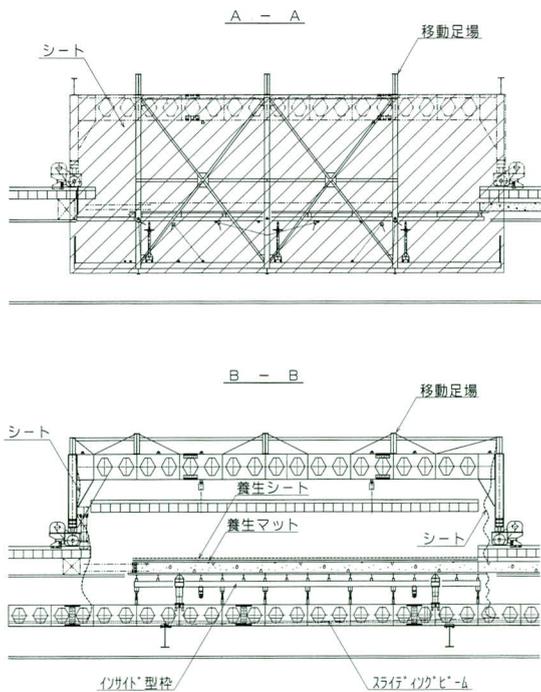
写真-51 防風カーテンによる養生

養生水は地上から橋脚を介し、主桁上に敷設した給水管より供給した。

#### 6) 打継目の処理

コンクリートの打込み作業の翌日に、風防カーテン内で妻型枠および側型枠の撤去を行うとともに、ハイウォッシャーによる打継目処理を行った。(写真-52)

なお、使用するハイウォッシャー水量は多量であり、主桁上に敷設した給水管からの直接供給では作業を継続することができないことから、打継目処理に先駆け、給



【コンクリート養生要領】

	標準期	夏期	冬期	備考
①被覆養生	○	○	○	仕上げ補助剤兼被覆養生剤を使用する。
②養生マット	○	○	○	養生期間は最低3日とする。
③養生シート	○	○	○	養生マットの上から保湿シートで覆う。
④散水養生	○	○	×	冬期は凍結の恐れがあるために行わない。
⑤移動足場による養生	×	×	×	冬期：日射、風および寒気の侵入を防止。その他：日射、風の侵入を防止し、夏期は水和熱の放出を妨げない。
⑥給温養生	×	×	○	ジェットヒータあるいは温風機により給温する。コンクリート温度の急激な降下を防止するため、冬期のみ給温養生を行う。

注) 養生シートは移動足場を利用して、その前後・側面に設置する。

図-19 コンクリートの養生要領

水管の水で満杯とした水タンク（写真-53）を使用することとした。

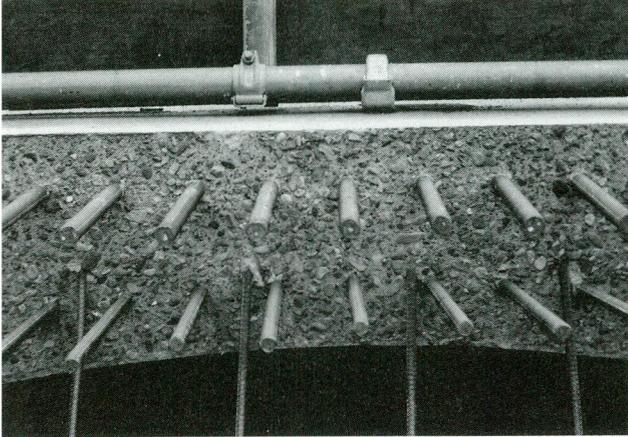


写真-52 打継目処理

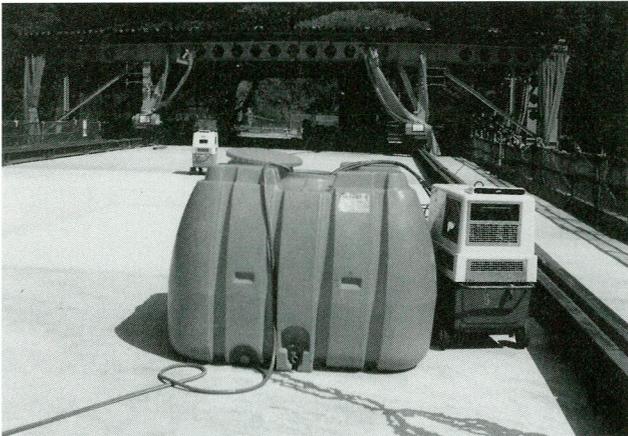


写真-53 打継目処理用の水タンク

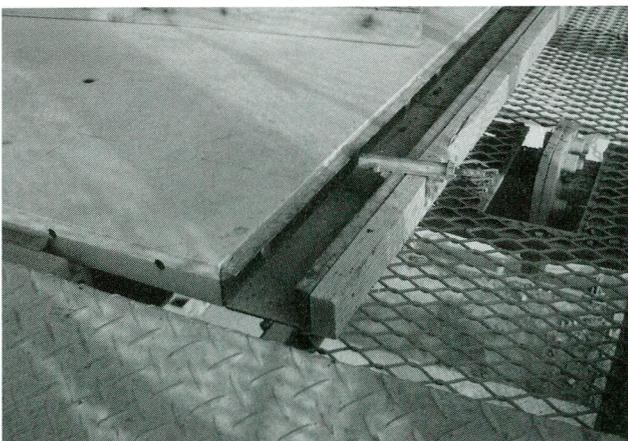


写真-54 鋼製型枠に設置した排水樋

打継目処理により発生する多量の水は、鋼製型枠コバ面部の孔を利用して取り付けした排水樋（軽量溝形鋼）により、集水することを試みたが、全ての水を集水することはできなかった。（写真-54）

なお、作業終了後、コンクリート処理面にフィルムタイプの非硬化材が残っていると、その部分のコンクリートの品質に問題が残ることから、入念に打継面を確認することとした。

#### 7) PC鋼材の緊張

##### (a) 形状保持材連結ボルトの緩め

架設時および床版コンクリート打込み時、主桁のねじれや面外方向の倒れを防止する目的で設置した鋼桁の形状保持材は、プレストレスの導入を妨げる恐れがあるため、施工ブロック直下の箱桁内、あるいはそれに隣接した形状保持材の連結ボルトは、プレストレス導入前に緩めることとした。

##### (b) シースの除去

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

##### (c) 緊張

3日材齢のコンクリート供試体（現場養生）の圧縮強度が $32.5\text{N/mm}^2$ 以上であることを確認した上で、PC鋼材に緊張力を導入した。

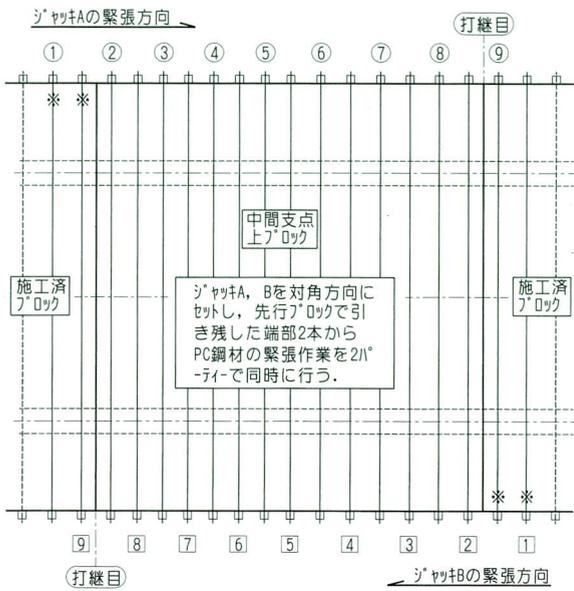
PC鋼材1本当たりの導入緊張力は、設計値（ $652.7\text{KN}$ ）にジャッキの内部摩擦による損失（2%）を考慮し、 $665.8\text{KN}$ とした。これより、PC床版橋軸方向1m当たりの導入プレストレスは、鉸桁で $1548.4\text{KN}$ 、箱桁で $1331.6\text{KN}$ となった。

PC鋼材の緊張順序は、打継目に橋軸直角方向の引張力を発生させないように、先行施工ブロック側の端部2本残し部から後施工ブロックの自由端に向かい、1本飛ばしの交互緊張とした。また、ブロック両端部が打継目となる中間支点上ブロックは、2台の緊張ジャッキによる同時緊張を行うことで、打継目に引張力が発生しないように配慮した。（図-20）

##### (d) 切断部の養生

緊張作業完了後、グラインダーカッター（樹脂が可燃性のため、ガス切断は避けることとした）を用いてPC鋼材余長部の切断を行った。

定着具の保護および樹脂の漏れ出し防止のため、定着具前面部を含めたPC鋼材切断部にエポキシ樹脂を充填したグリップキャップを木槌等で打ち込むとともに、ビニ



注) ※は端部2本残りPC鋼材を示す。

図-20 中間支点上ブロックのPC鋼材緊張要領

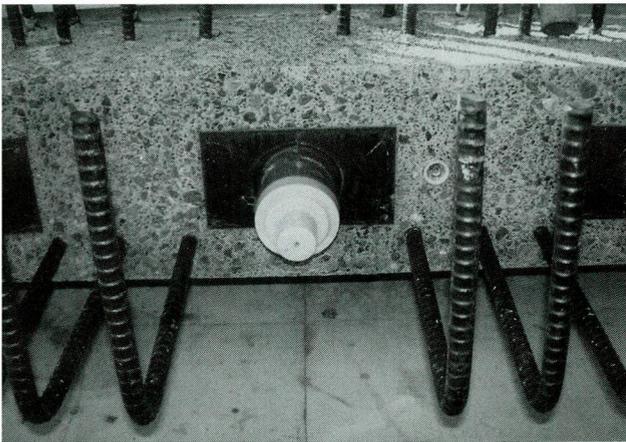


写真-55 PC鋼材切断部の養生

ールテープで固定した。(写真-55)

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

### 8) 型枠降下および下面仕上げ

PC鋼材緊張完了後、主桁フランジコバ面と鋼製型枠との間にノロの巻き込みが無いことを確認した上で、手動ジャッキを緩め、型枠を降下した。

PC床版下面の仕上げ作業は、インサイド型枠を移動させながら皮スキや紙ヤスリを使用して行った。

また、壁高欄の施工に着手するまでの水切り処置とし

て、張り出し床版先端部下面に水切りテープを貼り付けることとした。(写真-56)

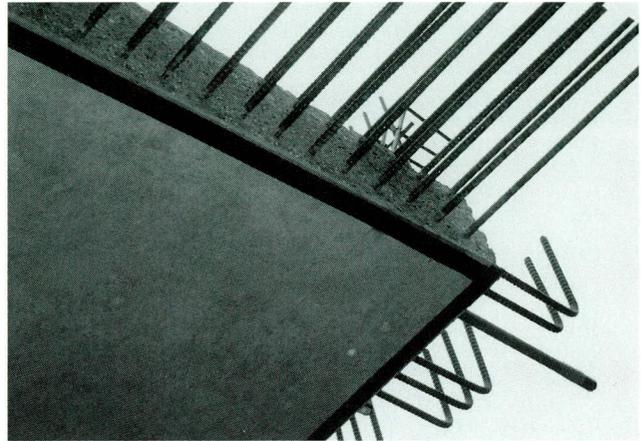


写真-56 水切りテープ

### 9) 移動前の準備

#### (a) PC床版上安全設備の組立

コンクリート打込み時にPC床版上面に埋め込んだインサートアンカーを利用して、ブロック周りに墜落防止のための安全設備を組み立てた。

#### (b) 軌条梁の降下、固定

PC鋼材緊張完了後、移動足場より吊り上げた軌条梁をPC床版上に降下するとともに、鉄筋組立時に主桁上フランジに設置しておいたアンカーボルトを利用し、軌条梁を金具で固定した。

また、軌条梁の支持材には木製キャンバーを使用した。(写真-57)

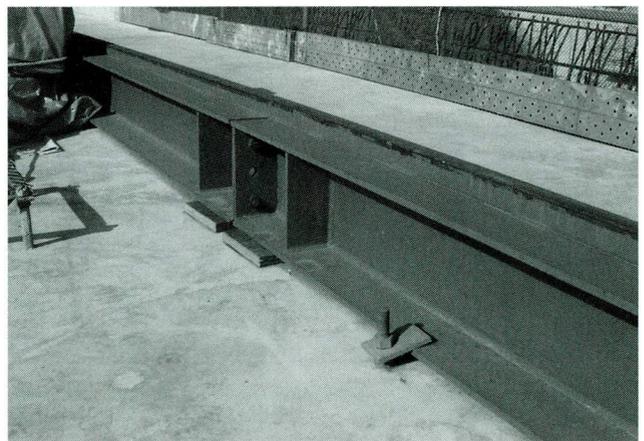


写真-57 軌条梁の固定

### (7) サイクル施工

PC床版の1サイクルに要した平均日数（ネット）は、  
 鈎桁PC床版で11日、箱桁PC床版で10日であり、休日等  
 による稼働率を考慮した平均日数（グロス）は概ね13日  
 前後であった。なお、鈎桁が箱桁より1日長くなってい  
 るのは、組立鉄筋量の違いによる。

### (8) カウンターウエイトの施工

施工途中において、床版ブロックに有害な引張力が発  
 生しないように、必要に応じてテンポラリーなカウン  
 ターウエイト（本工事では鉄板を使用）の設置および撤去  
 作業をクレーンにより行った。（写真-58）

作業ヤードの関係より、クレーンで直接、カウン  
 ターウエイトを設置できない場合は、移動足場の軌条設備  
 を利用したカウンターウエイト台車を使用することとし  
 た。



写真-58 カウンターウエイトの設置



写真-59 パイプサポートによる支持

### (9) 桁端部ブロックの施工

桁端部ブロックの片側には端支点上横桁が位置し、ス  
 ライディングビーム先端部を横桁上フランジで支持する  
 ことができないため、横桁下フランジからパイプサポ  
 ートを立ち上げ、支持することとした。（写真-59）

また、中間支点上ブロックに隣接した2ブロックを2基  
 の移動型枠で施工する場合も2基のスライディングビ  
 ーム先端部が中間支点上横桁の上で干渉するため、橋脚上  
 からパイプサポートを立ち上げ、支持することとした。

桁端部ブロックと巻き立てコンクリートは一体化する  
 構造であり、施工性を優先すれば、巻き立てコンクリ  
 ートを先行し、その後PC床版を施工するのが望ましい。し  
 かしながら、巻き立てコンクリートで主桁間が固定され  
 た状態ではPC床版へのプレストレスの導入が拘束される  
 ため、その施工順序は図-21に示すとおりとした。なお、  
 端横桁の連結ボルトは架設時に仮締めしておき、プレ  
 ストレス導入後、本締めすることで導入プレストレスを拘  
 束しないようにした。

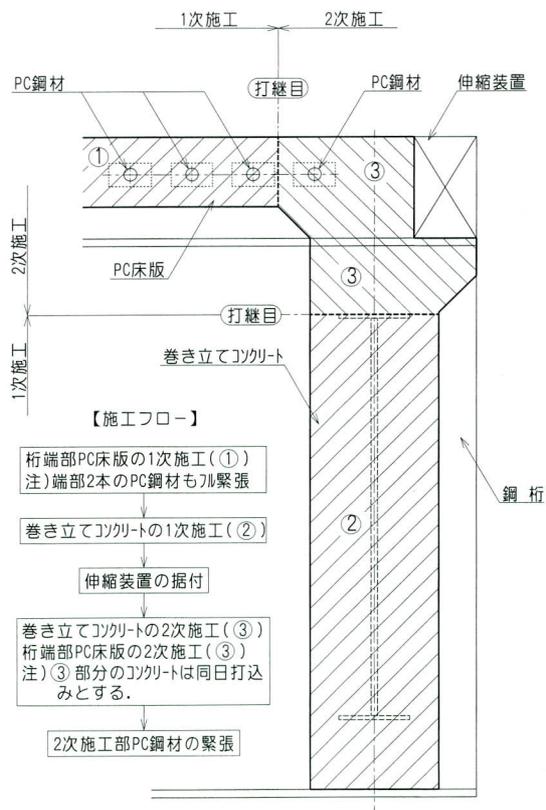


図-21 桁端部ブロック施工要領

## (10) 雨天時の対策

本橋の移動型枠は全天候型であり、雨天時の作業は可能としているが、実際に雨天時の施工を経験した中で、以下の点に注意する必要があることがわかった。

- ① コンクリート打込み日が雨天と想定される場合は、その前日より移動足場に設置した風防カーテンを閉め、型枠内に雨水が溜まらないようにする。
- ② 雨水は、鋼桁縦断勾配の高い方から主桁フランジ上あるいはPC床版上を介して型枠内に流れ込んでくるため、予め木材等の止水材を鋼桁あるいはPC床版上に設置しておく。(写真-60)
- ③ コンクリート打込み時に上屋から雨漏りが無いように、上屋設備組立時に部材間に隙間がないか確認し、必要に応じてシーリングを行っておく。  
また、雨天が予想される場合は、予めテントを用意しておき、コンクリートの受け入れ検査やポンプ車のコンクリート投入部に、それを設置することでコンクリートに雨水がかからないようにする。(写真-61)

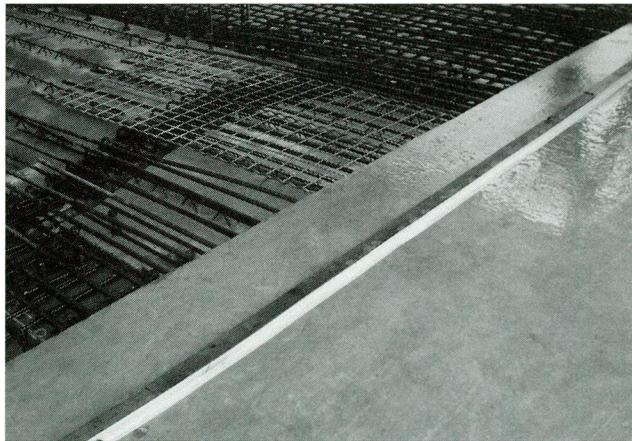


写真-60 PC床版上に設置した止水材

## (11) 橋面の出来形

前述したように、本橋のPC床版にはハンチが存在せず、ハンチ厚調整による橋面の高さ補正ができないため、鋼桁製作キャンパーは、PC床版の施工ステップを反映した解析結果を基に決定するとともに、鋼桁の組立精度を厳しく制限した。また、床版厚の出来形はマイナスを許さないことから、支承は許容値下限近傍で据え付けることとした。さらに、PC床版施工前の鋼桁キャンパー実測値を基にPC床版ブロックの施工厚（設計厚+5mm~10mm



写真-61 テントによるコンクリート養生

程度)を決定し、コンクリートの打込みを行うとともに、施工途中段階における鋼桁の変位測量を実施し、鋼桁の挙動を確認することとした。その甲斐あって、橋面の仕上がり高さは許容値±25mmに対して、概ね-10mm程度となっており、目標とした出来形精度を十分満足する結果となった。

## 6. あとがき

薬科川橋のPC床版は、平成10年5月に組織された大阪大学大学院の松井繁之教授を委員長とする「長支間場所打ちPC床版の設計・施工に関する技術検討委員会」の計10回の審議を受けるとともに、平成11年に本工事で製作した実物大模型や(社)日本橋梁建設協会と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会が平成13年に合同で製作した実物大模型による各種実験の成果を十分に採り入れた上で、平成13年10月より施工に着手した。平成15年1月現在、7径間連続鋼2主桁橋1連と4径間連続鋼2主開断面箱桁橋3連の計4橋の施工が完了しているが、4橋の何れにおいても、有害と考えられるひび割れは皆無であり、良好な外観を呈している。また、ハンチがないことに起因する橋面の出来形確保の問題も鋼桁組立精度の制限等により、解決されたといえよう。

以上より、薬科川橋で採用した各種の施工方法は妥当なものと考えられ、本橋は長支間場所打ちPC床版鋼2主桁橋建設の礎を十分に築いたものと確信しているが、その一方で、以下の課題を残しており、今後の工事に向けて取り組んでいきたいと考えている。

### ①箱桁内の汚れ

箱桁は開断面形式であり、現場搬入時から雨水や砂塵が箱桁内に進入し、ウェブ下端部を含む下フランジ部の塗装面を汚すことが判明したため、塗装面の保護を目的にシートを下フランジ部に設置したが、かえって雨水がその下に溜まってしまい、錆を誘う悪い結果を招いてしまった。そこで、この部分の清掃は主桁の現場溶接完了後に行うこととしたが、その後の雨水等の進入を防止する有効な方策を見出せなかったのが実情である。なお、この汚れは、水洗い等で簡単に落ちるものではなく、清掃に加えて化粧塗装を必要とするものと考えられることから、今後は箱桁内の汚れが見込まれる下フランジとウェブ下端部の塗装の内、例えば上塗りを化粧塗装を兼ねた現場塗装とすることで、この汚れに対処したらどうかと考えている。

### ②移動型枠の排水設備

コンクリート打込み後の養生や翌日の打継目処理作業においては大量の水を使用し、その排水処理として鋼製型枠のコバ面に設置した排水樋を使用したが、前述したように、これは完全な排水装置として機能しなかったため、施工直下に公道が位置するブロックにおいては、水の使用を断念せざる得ない状況に追い込まれ、施工効率の著しい低下を招く結果となった。したがって、水を下に落とせない都市部での移動型枠によるPC床版の施工に十分対応可能な排水設備の検討が必要である。

### ③インサイド型枠の解体

本橋のインサイド型枠は、PC床版上に設置した降下設備により、横桁ごと地上に降下させる工法を採用したが、これは横桁連結ボルトの取り外しや横桁の復旧に伴うボルトの再締付および添接部の塗装といった作業を高所作業車等により行う必要があり、施工面やコスト面から課題が残る。したがって、桁高の高い端支点上横桁をインサイド型枠が通過できる構造に変更し、PC床版施工完了後に隣接橋梁部へ簡単に移動できるようにすれば、その解体作業はクレーンを使用した一般的な工法を適用できるものと考えられ、さらに下部工施工時に橋台背面部を2次施工とすることにより、PC床版施工完了後、移動型枠を橋台後方部へ引き出した後の解体が可能となり、これは経済性、施工性および安全性で非常に優れた解体工法と言える。したがって、今後は移動

型枠の解体を考慮した下部工施工計画の立案を望む次第である。また、端支点上横桁構造の改造により、インサイド型枠が容易に同工区あるいは他工区の隣接橋梁部へ移動できるようになれば、転用期間の大幅な短縮が見込まれ、これによるコスト縮減効果は絶大なものと思われる。

最後に、藁科川橋の施工を進めるにあたり、ご指導ご協力をいただいた日本道路公団静岡建設局、同静岡工事事務所、高速道路技術センター「長支間場所打ちPC床版の設計・施工に関する技術検討委員会」、(社)日本橋梁建設協会、(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会の関係各位に誌面を借りて、厚く御礼を申し上げますとともに、本報告が、今後の同種橋梁の建設の一助になれば幸いである。

### <参考文献>

- 1) 本間淳史，長谷俊彦，榊原和成，中村和己，上原正，河西龍彦：長支間場所打ちPC床版の設計と施工－第二東名高速道路藁科川橋－，橋梁と基礎，pp. 2～10，2002. 10
- 2) 寺田典生，福永靖雄，本間淳史，會澤信一，高瀬和男，福田長司郎：長支間場所打ちPC床版における温度応力に関する考察，橋梁と基礎，pp.36～45，2002.9
- 3) 河西龍彦，本間淳史，上原正，松井繁之：鋼2主桁橋長支間場所打ちPC床版の合理的施工法に関する研究，鋼構造年次論文報告集，2002. 11
- 4) 猪熊康夫，本間淳史，丸山勝，河西龍彦：長支間場所打ちPC床版の設計と施工計画（第二東名高速道路藁科川橋），第二回道路橋床版シンポジウム講演論文集，pp. 1～6，2000. 10
- 5) 河西龍彦，生駒元，上原正：第二東名高速道路藁科川橋における鋼桁の設計，宮地技報No.18,pp. 4～17
- 6) 大垣賀津雄，八部順一，中蘭昭広，中村元，長井正嗣：PC床版連続合成2主桁橋の合理的設計・施工法，土木学会論文集，No679/VI-51，pp. 65～80，2001. 6
- 7) 馬場敦美，福岡一幸，森隆行，伊藤聡哉：PC床版連続合成2主桁橋「千鳥沢の川橋」の施工，橋梁と基礎，pp. 2～8，1998. 10

# 市街地および鉄道に近接した鉄道トラス橋の施工

## Construction of a Railway Truss Bridge Close to a Railway in an Urban Area

菅井 衛\*<sup>1</sup> 池田博司\*<sup>2</sup> 越中信雄\*<sup>3</sup>  
 Mamoru SUGAI Hiroshi IKEDA Nobuo ETCHU

### Summary

In this field construction which the execution for constructing a railway bridge adjacent to an in-service railway in a small working yard of the city area, how the safety and the construction period to secure was an important task. When selecting a construction method, based on the fact that it is a truss bridge with large structural height (H = 16.0m), the authors endeavored to minimize the influence of the work on the railway. As a result, it was determined to use a construction method combining several methods, and this requires a variety of examinations.

キーワード：トラス桁，架設，狭隘な作業ヤード，鉄道営業線近接作業

### 1. まえがき

常磐新線は、秋葉原を起点とし、つくば市に至る延長約58kmの都市高速鉄道新線で、首都圏新都市鉄道株式会社を事業主体、日本鉄道建設公団を建設主体として、計画されている。隅田川付近においては、現常磐線と新線が近接しているために、別線施工にて現常磐線を築造し営業線をそちらに振り替え、現在の橋梁等を撤去したのち、新線を築造する手順となっている。本橋は、隅田川渡河部の橋梁で、現在は単純複線トラス橋が2連架橋されており、線増に伴い長大スパンの単純複線トラス橋

1連に架け替える工事である。今回は、その内の1橋目の新橋を別線施工で実施した工事の報告である。

### 2. 橋梁諸元

形式：鋼下路曲弦ワーレントラス橋（鋼床版）  
 支間：126.4m  
 主構間隔：9.7m  
 鋼重：1170.0 tf  
 耐候性鋼材使用

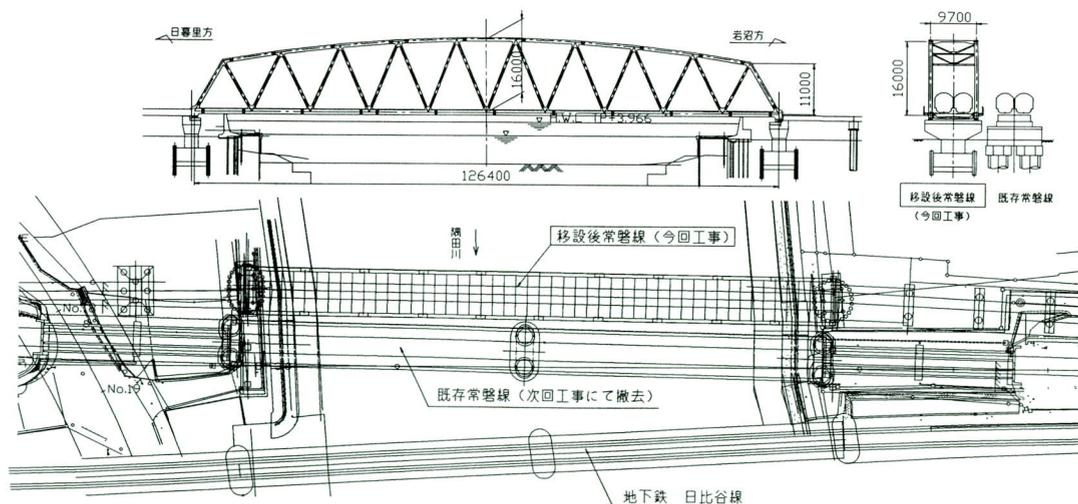


図-1 新橋一般図

\*<sup>1</sup>宮地建設工業(株) 東京本店計画部長  
 \*<sup>2</sup>宮地建設工業(株) 東京本店工務部長

\*<sup>3</sup>宮地建設工業(株) 東京本店計画部橋梁・土木グループサブマネージャー



写真-1 着工前



写真-2 架設完了後

### 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起点方に近接して市道がある。(ヤード使用制約)
- ③流水部の水深は深い。(7.0m程度)
- ④河床にはヘドロ状の堆積物がある。(4.0m程度)
- ⑤大型のクレーン船は搬入不可。
- ⑥常磐線の列車は5分間隔程度に通過する。
- ⑦現橋と近接して本橋が架設される。
- ⑧本橋を陸上で全体地組するスペースはない。

### 4. 工法選定

施工に際しての主な条件は以下の通り。

- ①架設作業に伴うき電停止は原則的に行わない。
- ②列車が通過する際はクレーン作業を中断(5分間隔程度で列車が通過する。)
- ③隅田川提外地には、ベント1基のみ設置して良い。(既存の橋脚位置にあわせて設置する。)
- ④隅田川の全面航路閉鎖は行わない。

現地条件から、トラス桁上弦材近傍での作業が少なく、営業線への影響がより少ない工法で、兩岸の作業ヤード使用スペースが狭くても施工可能な工法を選択する必要がある。かつ水面利用はベント1基程度の設置が許されるのみで、航路の常時確保が条件である。このため、トラベラ跳ね出し工法やポンツーン工法などの工法は営業線へ影響が多かったり、広大なヤードが必要になるなど適した工法とは言えず、河川提外地上空で桁組立を行う「架設桁工法(跳ね出し架設併用)」を採用した。

本工法は、おおむね次の通りの工法である。

まず、河川提外地にベントを設置しベントと橋脚間に工事桁(架設桁)(以降工事桁)を架け渡す。そののち、工事桁上でトラス桁を1パネルごとに縦移動しながら逐次剛結で7.5パネルを組立、残り2.5パネルを、対岸の大型油圧クレーンで架設した。

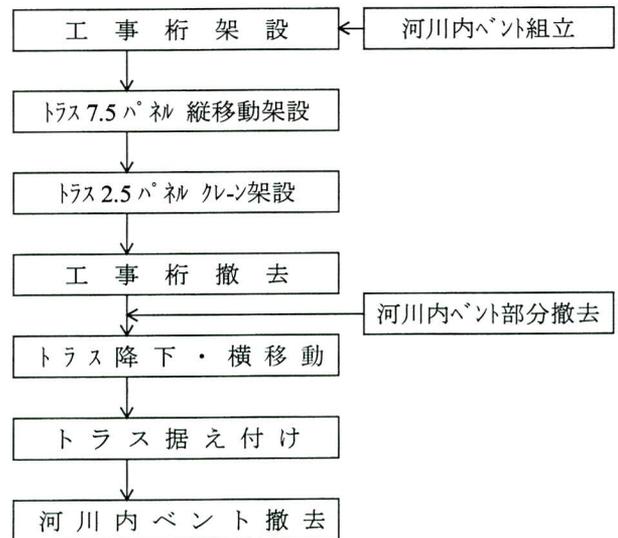


図-2 全体施工フローチャート

## 5. 施工要領

### (1) 工事桁設備の施工

河川堤外地に、大型の河川内ベント（直径1.0mの鋼管杭12本）を設置し、その上にP3橋脚と河川内ベントを跨ぐ工事桁を架設した。本工事桁は、本橋の架設専用で設計・製作したもので、トラス桁の大きな反力を63.0m支間で支えることが出来る大規模な桁である。

#### 工事桁諸元

形式	鋼単純箱桁（2主桁）
支間長	63.0m
鋼重	550.0t（3.0t/m 1主桁）
桁高	2.95m
主桁ウェブ間隔	2.04m
支承	600tBP支承2基 300tBP支承2基

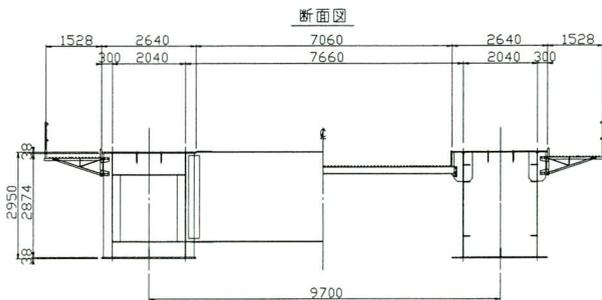


図-3 工事桁断面図

工事桁は、岩沼方にて地組し、手延べ式送り出し工法にて架設した。ヤードが狭いため1主桁ごとに組立・送り出しを行い、架設時のトラス桁の主構直下になるように所定の位置まで横移動・降下を行った。送り出しの駆動力として311t油圧送り出し装置を用い、後方の桁受けとして120tキャタピラ式送りローラーを使用した。降下後、所定位置にセットされた工事桁に、横桁と足場防護工（デッキPL）をトラベラクレーンにて取り付けた。本来は、台車にて後方桁受けを行いたかったが、工事桁地組がRC橋の上となったため、橋脚上のみ120tキャタピラ式送りローラーを配置し桁受けを行うこととなった。これにより、軌条路盤整理などの整地作業が少なくて済み、鉄道近接作業を減らすことが出来た。（図-5参照）



写真-3 工事桁手延べ送り出し架設中

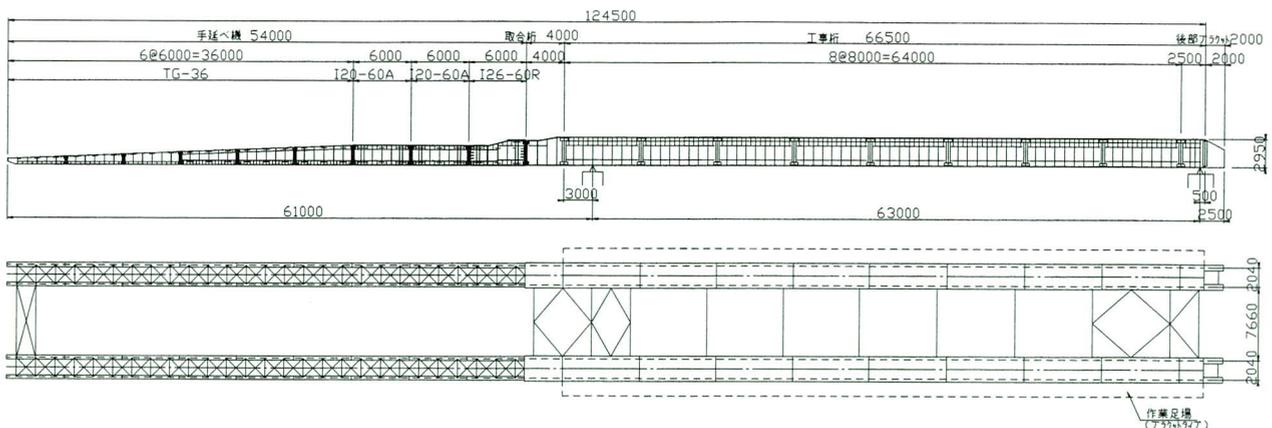


図-4 工事桁一般図

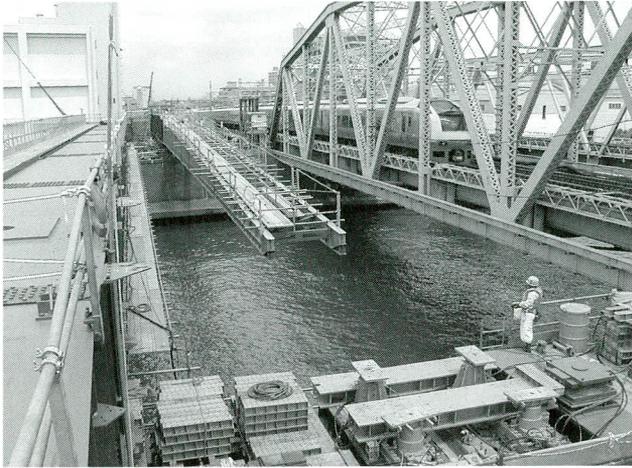


写真-4 工事桁送り出し

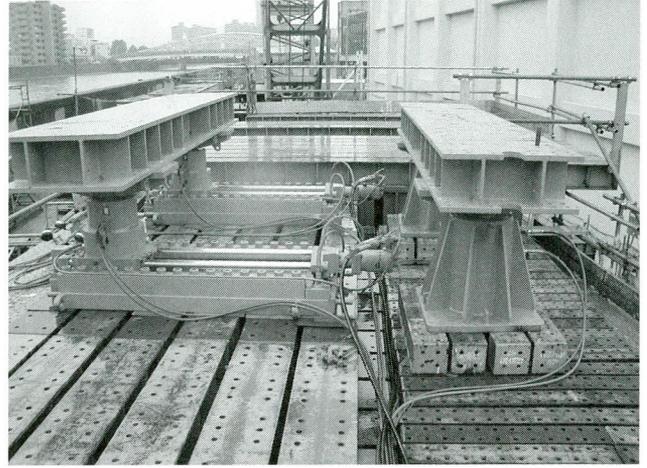
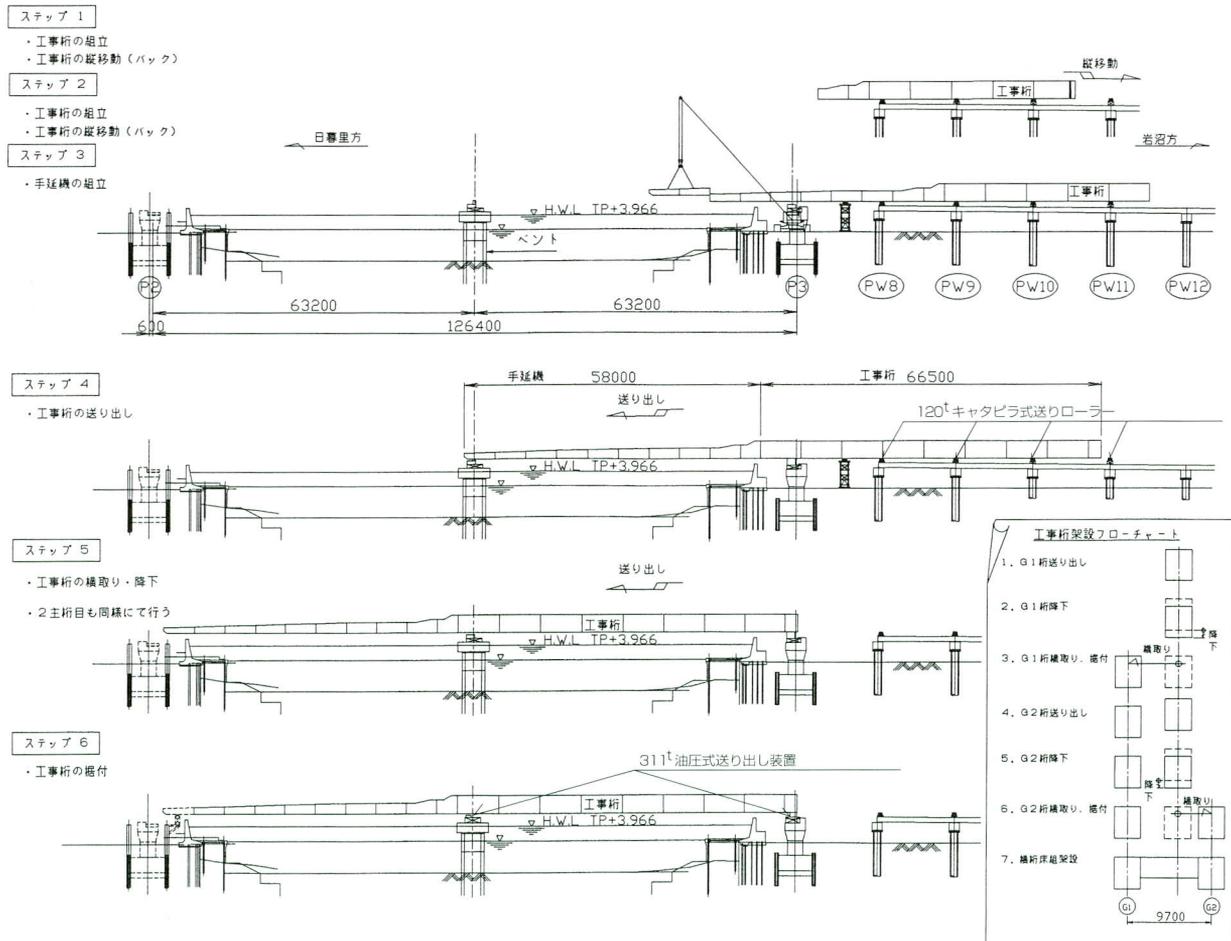


写真-5 送り出し設備



## (2) トラス桁 7.5 パネル架設

トラス桁は、先に架設した工事桁上にて縦移動しながら岩沼方の7.5パネルを架設した。営業線近接であることを考慮し、なるべく低く架設すると同時に、本来の架橋位置より3.0m上流方に架設した。

縦移動装置は、上面に滑り面を有する滑り架台を軌道とし、その上に4台のスライドジャッキを一体にして桁受けとした滑り支承方式を採用し、駆動力は50t水平ジャッキを使用した。これらの設備は工事桁の両端部にトラス桁1パネル分を設置し、ここで1パネル毎に盛替えながらトラス桁を縦移動させた。この措置により工事桁の負担を軽減し断面を最小限にした。なお、トラス桁の組初めは、従走台車を使用して桁受けを行った。最終パネル組立て時には、工事桁上に配置した仮受け用1000tBP支承（ベント直上に配置）でトラス桁を支持し、これ以後に発生する大きなトラス桁反力は、1000tBP支承で分担させ、安定した状態で河川内ベントに、載荷させることが出来



写真-7 トラス縦移動作業中

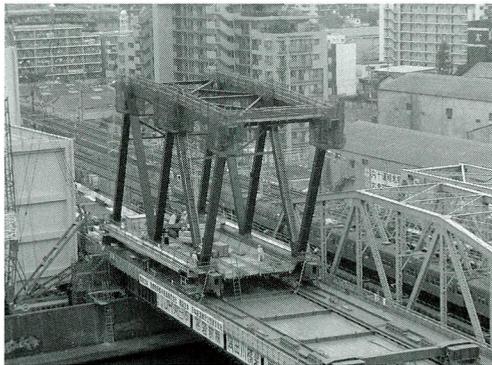


写真-6 トラス2パネル架設完了



写真-8 トラス6パネル架設完了

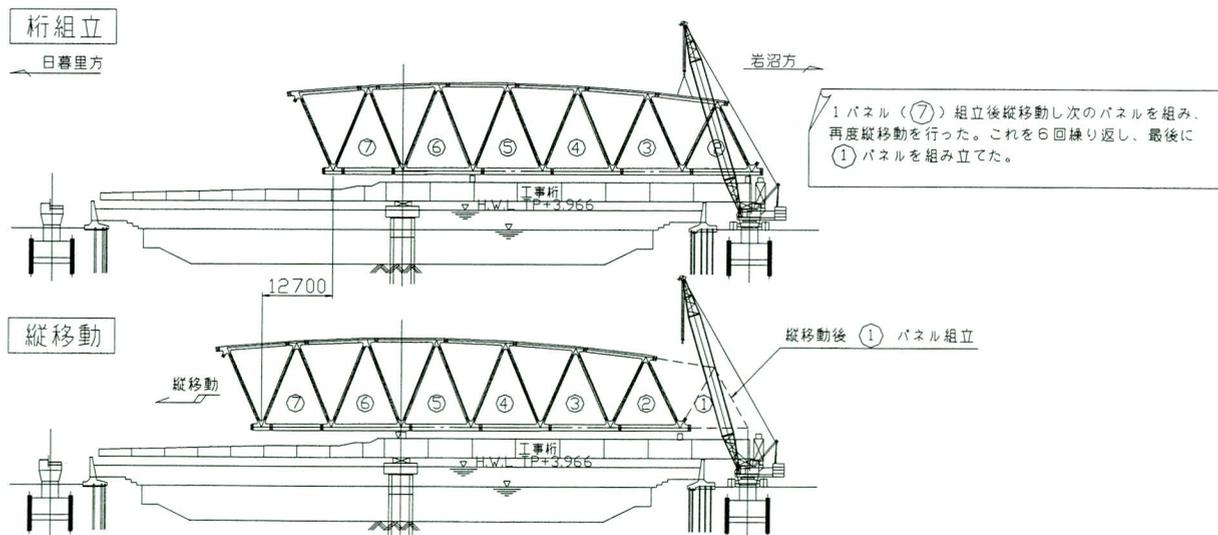


図-6 トラス桁組立要領図

た。トラス桁縦移動設備の概要を次に記す。

中にセットしたスライドジャッキは1台の連動ポンプにより個々の反力が均等になるように同調させ、工事桁の勾配やトラス桁のキャンパーの変化に追従出来るようにした。移動時の駆動力として使用した水平ジャッキは、桁が直進する様、4台のジャッキストローク（速度）を

同調させた。結果として、滑り架台でガイドしていることもあって、良好な直進性を得た。

各ジャッキの反力値は、計測室に配置したパソコンにリアルタイムで表示させ統括管理を行った。トラス桁自体は、橋軸方向の2点支持であったので、大きな反力値の誤差は発生しなかった。

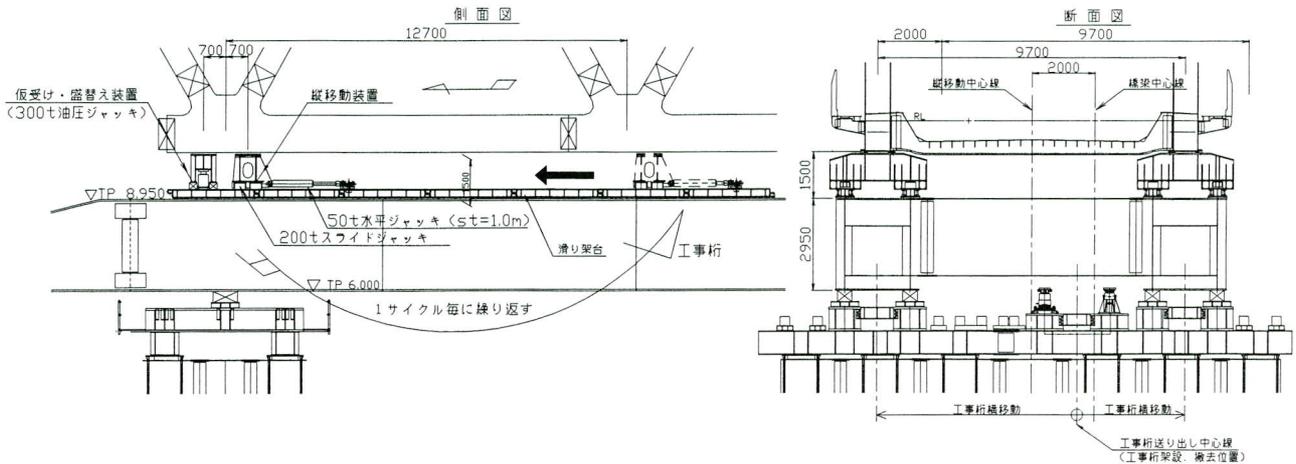


図-7 縦移動設備図

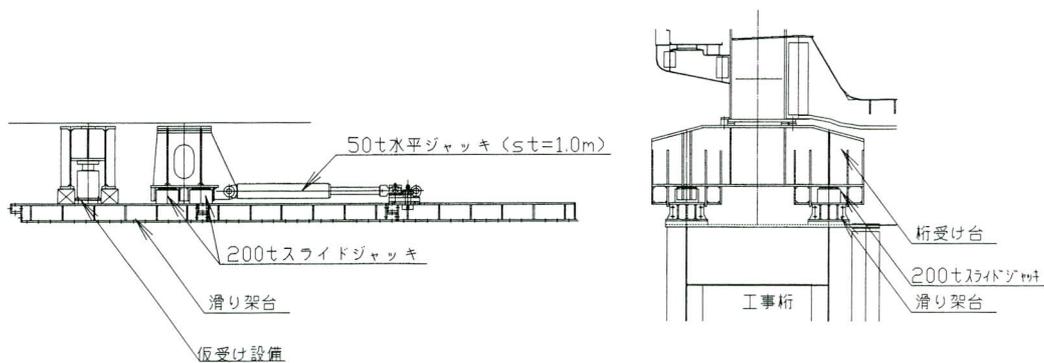


図-8 縦移動組立図

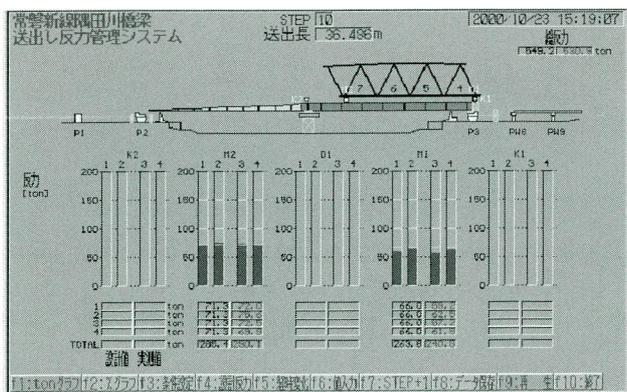


図-6 トラス桁架設時反力管理システム



写真-9 トラス縦移動設備

### (3) トラス桁 2.5 パネル架設

残り2.5パネルは、日暮里方ヤード内に据え付けた大型油圧式トラッククレーンを使用して跳ね出し架設を行った。このときの措置として下記の通り実施した。

- ①跳ね出し時の安定確保のため岩沼方にカウンターウエイトを搭載した。
- ②工程を早めるため、日暮里方P2橋脚の施工完了を待たずにトラス桁組立を始めたためトラス桁が完成しても橋脚がない。このため、脚の鋼管井筒の鋼管を延長し、梁を渡して仮橋脚とした。
- ③トラス桁跳ね出し時、中央の河川内ベントおよび工事桁にトラス桁全鋼重が（1200t）がかかるので、工事桁上に1000tBP支承を2台配置し適切な桁受けを行った。

- ④河川内ベントは、③の状態地震時にも耐える構造とした。



写真-10 大型クレーンにて対岸よりトラス架設中

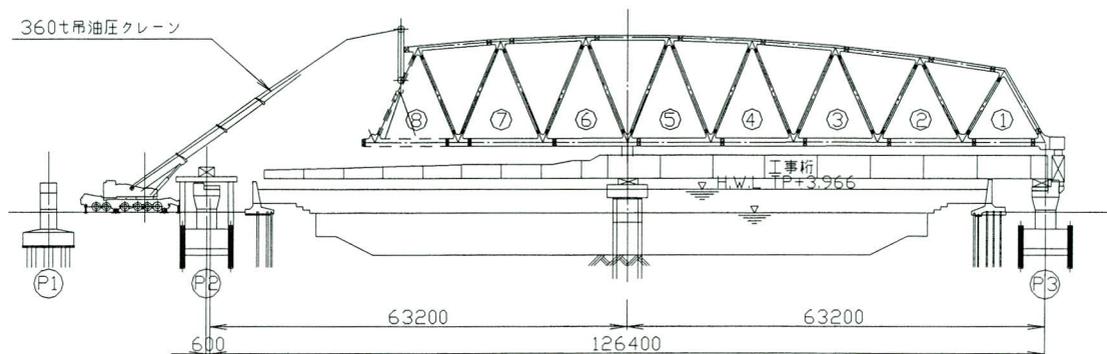
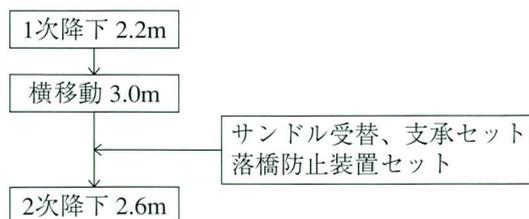


図-9 P2方2.5パネル架設要領

### (4) トラス桁 降下横移動

トラス桁降下に先立ちトラス桁を橋脚上のサンドルで支持した後、工事桁は架設時の逆手順で岩沼方に引き戻して撤去した。上はトラス桁、下は堤防という上下にも制約を受けた中での作業であったので各設備の高さについては十分確認をした上で作業した。

その後、河川内ベントの上部を台船クレーンで撤去し、トラス桁を降下した。



降下作業は300t油圧ジャッキ8台をセットして150mmづつ、実施した。留意した点は次のとおり。

- ①P2橋脚とP3橋脚の桁受け点の高低差が300mm以内

- ②両脚で同時にダウンをしない。
  - ③絶えずサンドルで桁を受けられるようにしておく。
- 1次降下が終了したのち、供用中のJR線側に3.0m横移動した。トラス桁は、滑り架台と滑り沓で支持し水平ジャッキで横移動した。本設備は、当社開発の横移動設備で、下記の通りの組み合わせにて行った。(図-10, 11 参照)

- ①滑り架台（高さ270mmの梁材上面にテフロン加工を施した設備）
- ②滑り沓（CAP800t×4台、回転自由な架設沓で、下面にテフロンPLが取り付けられた設備）
- ③水平ジャッキ（CAP50t×2台、ストローク500mm）
- ④定着装置（CAP50t×4台、移動時の反力受け、及びジャッキ盛替え時の逸走防止）

横移動後、最終据え付け高さまで2.6m降下して架設を完了した。



写真-11 工事桁引き戻し作業中

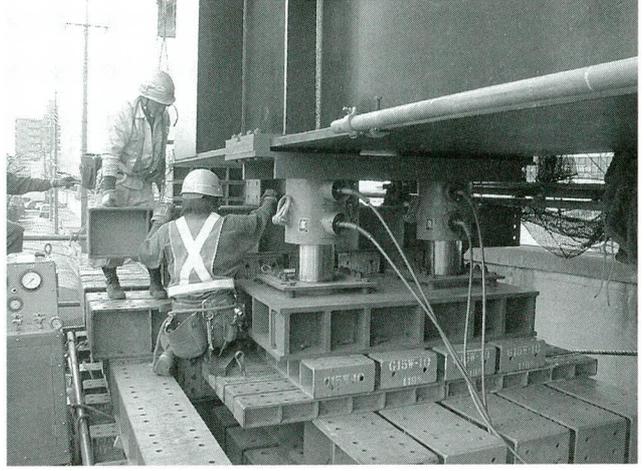


写真-12 トラスジャッキダウン

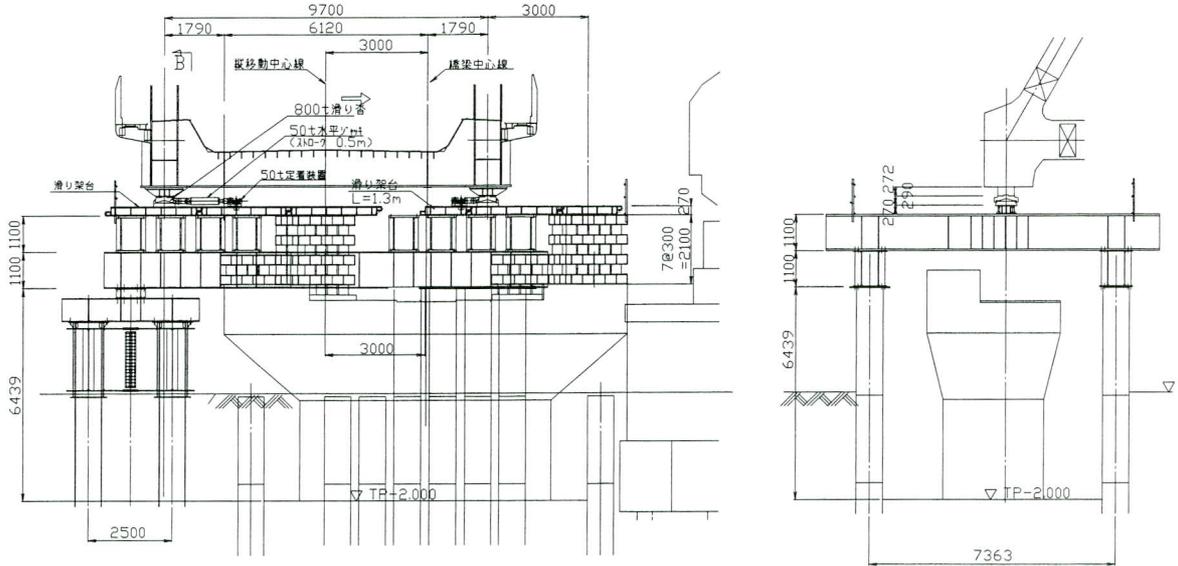


図-10 トラス桁横移動要領

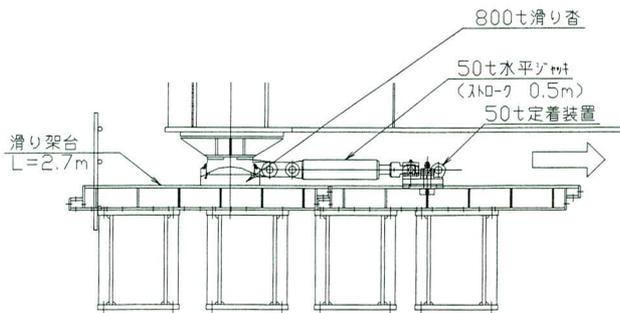


図-11 トラス桁横移動設備配置図

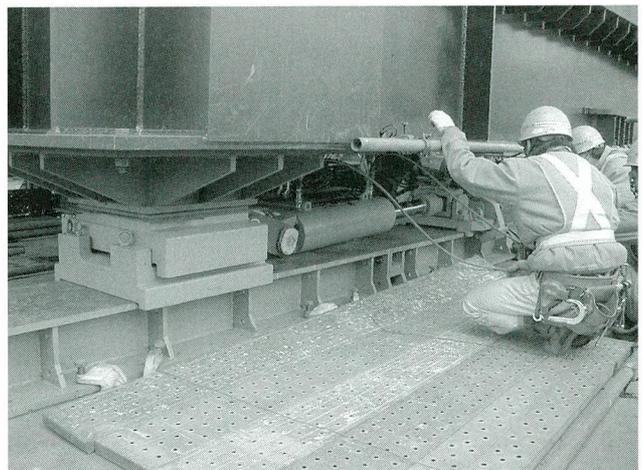


写真-13 トラス横移動

工事工程表

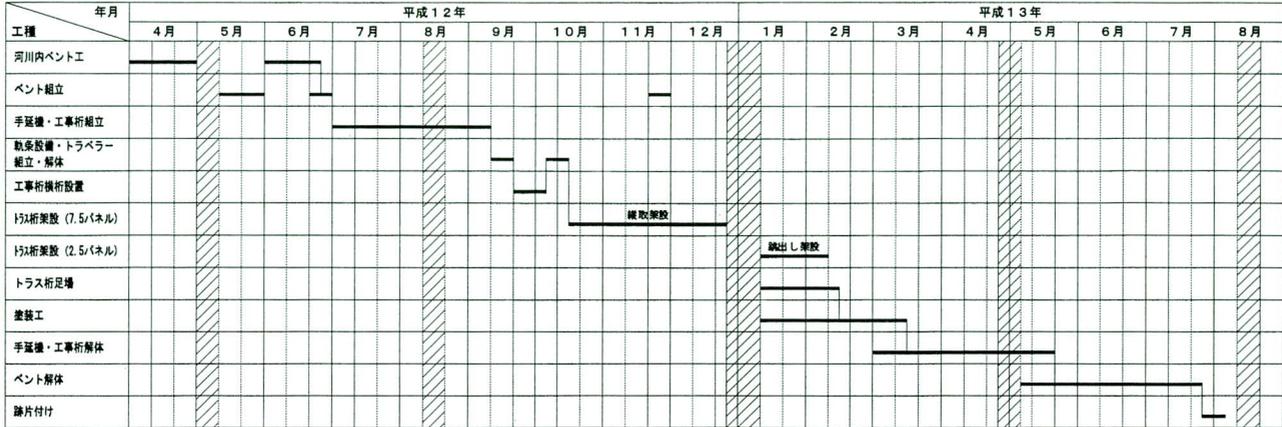


図-12 現地工程表



写真-14 工事完了

## 6. 架設を終えて

本工事は、架設術工法を採用した現場としては、大規模な部類に属すると思いますが、特に大きな問題も発生せず、無事竣工することが出来、何よりであったと思います。今回の工事について、ありきたりのことですが、下記の事柄について、今後につなげたいと思います。

- ①トラス桁で主構高さが高かった割には、桁移動作業も安定して行えました。鋼床版であり重心が低かったことや、滑り支承式+水平ジャッキ式としたことが良い結果となったのではと思います。
- ②営業線近接であるので、上空での作業量を減らすため上横構のボルト締め付けなどは、高所作業車を使用し

足場を省きました。鋼床版桁ならではのことで、安全面で、良い結果につながったと思います。

- ③工事桁上面は全面デッキPL張りとしたので、作業性がよく、鋼床版ボルト締め付けなどスムーズに施工でき工程短縮に効果があったと思われます。
- ④パソコン等を使用した、反力管理により、情報の一元性の確保や迅速性など、安全管理、品質管理に効果があったと思います。

最後に、本工事の計画施工に当たりご指導いただきましたJR東日本東京工事事務所、同常磐工事区並びに(株)銭高組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。

2002. 10. 24 受付

# 建築構造用高HAZ靱性鋼を用いたエレクトロスラグ溶接部の衝撃靱性に関する研究（その1）

## Study on the Impact Toughness of Welding Metal by Electroslag Welding Using High HAZ Toughness Steel for Building Construction (Part 1)

櫻井謙次<sup>\*1</sup> 中野秀二<sup>\*2</sup> 吉川薫<sup>\*3</sup>  
Kenji SAKURAI Shyuuji NAKANO Kaoru YOSHIKAWA

### Summary

Although the toughness of steel is not considered in the designing of steel structure as a calculation parameter, impact toughness of 27J and 47J are used as the specified strength for Charpy impact test, in general. While the validity of required performance has been discussed in many instances, recently the criteria of impact toughness for box-section columns increased and now exceeded 70J or 100J. In addition, for welding control, it is required to strictly control the heat input and interpass temperature according to the guideline of JIS Z 3312. This paper reports the results of welding tests by electroslag welding using highly heat input resistant steel plates that were developed to meet these requirements.

キーワード：衝撃靱性，溶接金属，HAZ細粒高靱性化技術，エレクトロスラグ溶接，酸素含有量

### 1. はじめに

建築鉄骨BOX柱の製作においては建築基準法施行令第67条「接合」の関連告示1464号「仕口のずれ」に対応するため、柱梁接合部のダイアフラム厚を仕口フランジ厚の1サイズアップとする（鋼板の板厚は段階的に定められており、ある板厚を1段階厚い鋼板に変更して使用する）例が見られ、エレクトロスラグ溶接（Electroslag Welding：ESW）の入熱量が増大する傾向にある。

このような状況の中、大入熱溶接部の継手性能とりわけ衝撃靱性の改善を目的としたHTUFF鋼（SA440C-HF、BT-HT355C-HF）と対応溶接材料であるYM-55HFを新日本製鐵(株)、日鐵溶接工業(株)より紹介された。第一報として試験結果を報告する。

### 2. HTUFF鋼とHTUFF鋼対応溶接材料の概要

従来鋼では、Tiの酸化物や窒化物を利用した溶接熱影響部（Heat Affected Zone：HAZ）靱性改善技術が施されてきた<sup>1)</sup>。今回開発された「HAZ細粒高靱性化技術」（HTUFF：Super High HAZ Toughness Technology with Fine Microstructure imparted by Fine Particles）は、より高温まで安定な酸化物や硫化物等の微細粒子を鋼中に多数分散

させ、大入熱溶接においてもHAZの組織粗大化を強力に抑制する技術である。更に、鋼材化学成分の最適化によってHAZにおける局部脆化組織を低減し、安定した大入熱HAZ靱性を確保する技術である<sup>2)-7)</sup>。

そこで、大入熱溶接におけるHTUFF鋼のHAZと同等以上の性能を有する溶接金属（Weld Metal：WM）を得ることが可能な「YM-55HF」がESW用ワイヤとして開発された。「YM-55HF」は、従来広く使用されているYM-55Aをベースに粒界フェライトの低減とオーステナイト粒の微細化を実現することで、ESWのような大入熱溶接の条件下においても優れたWMが得られるものである<sup>8)-9)</sup>。

### 3. 試験概要

ESWのような大入熱溶接において溶接継手部の衝撃靱性が劣化する要因は、以下のように考えられる。

- ① ミルスケール等から混入した酸素が溶融スラグ中に十分除去されなかったことによる酸素（O）の増大による影響
- ② 裏当金に使用する電炉製平鋼（FB）からの希釈によりWMに混入する窒素（N）による影響
- ③ FBからの希釈によりWMに混入するリン（P）、硫黄（S）等の不純物元素による影響

\*1松本工場品質管理部品質管理課

\*2松本工場品質管理部品質管理課課長

\*3松本工場製造部製造課課長代理

④ 上記、①、②に伴うオーステナイト粒界の焼入れ不足による影響

そこで、溶接継手部の衝撃靱性に対する各種の影響の程度を確認することを目的として、

- 1) WMの酸素含有量による影響
  - 2) 裏当金材質の相違による窒素含有量と溶接入熱量による影響
  - 3) 裏当金の処理と組立状況による影響
- を変数とした試験を実施する。

### 3-1. WMの酸素含有量による影響

#### (1) 試験概要

表一に試験概要を示す。塩基度の異なる2種類のフラックスを用いることでWMの窒素含有量を変化させずに酸素含有量のみを変化させ、WMの酸素含有量による影響を確認した。

#### (2) 鋼材

スキンプレートは表二に示す2種類とし、それぞれ表三に示す2種類のダイアフラムを用いて試験を実施した。また、裏当金は表四に示すSN490B-FBとした。

#### (3) 試験体形状

図一に試験体形状を示す。

#### (4) 溶接材料

表五にワイヤの化学成分を示す。ワイヤは、全てYM-55HFを使用し、フラックスは、WMの酸素含有量を変化させるために高い塩基度(13.0)のYF-15Iと低い塩基度(0.67)のYF-15Aを使用した。塩基度は、表六に示したフラックスの化学成分の内、CaO, MgOにより決定付けられ、WMの酸素含有量に影響を及ぼす。

#### (5) 溶接条件

表七に溶接条件を示す。溶接条件の内、電圧を標準条件より2V高くし、溶接入熱量を大きくすることで溶接部の衝撃靱性の評価に対してよりクリティカルになるように設定した。

#### (6) 試験片採取要領

図一に試験片採取位置を示す。衝撃試験片の採取位置は、溶接線中央より溶接終端部側で行い、HAZ試験片

表一 試験概要

試験体 マーク	鋼材				溶接材料			試験項目			
	スキンプレート	mm	ダイアフラム	mm	裏当て金	SkinPL/Dia	ワイヤ	鉗柄	フラックス	非破壊試験	機械試験
A	SA440C-HF	60	SN490B	36	SN490B	1.67	YM-55HF	YF-15I	20×D	UT検査	成分分析 衝撃試験 引張試験 硬さ試験 マクロ試験 ミクロ試験
B			TMCP325B	45							
E	HT335C-HF	50	SN490B	36	FB-50×28	1.39	1.6φ	YF-15A	20×D	UT検査	成分分析 衝撃試験 引張試験 硬さ試験 マクロ試験 ミクロ試験
F			TMCP325B	45							
a	SA440C-HF	60	SN490B	36	SN490B	1.67	YM-55HF	YF-15A	20×D	UT検査	成分分析 衝撃試験 引張試験 硬さ試験 マクロ試験 ミクロ試験
b			TMCP325B	45							
e	HT335C-HF	50	SN490B	36	FB-50×28	1.39	1.6φ	YF-15A	20×D	UT検査	成分分析 衝撃試験 引張試験 硬さ試験 マクロ試験 ミクロ試験
f			TMCP325B	45							

表二 スキンプレート化学成分

(mass%,\*:ppm)

材質	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	N*	O*
SA440C-HF	0.10	1.59	1.56	0.006	0.002	0.56	0.59	47	31
HT335C-HF	0.12	0.26	1.50	0.008	0.002	0.01	0.01	40	17

表三 ダイアフラム化学成分

(mass%)

材質	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni
SN490B	0.15	0.35	1.37	0.019	0.005	0	0.01
TMCP325B	0.14	0.36	1.26	0.010	0.002	0.01	0.01

表四 裏当金化学成分

(mass%,\*:ppm)

材質	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	N*	O*
SN490B-HB	0.13	0.29	1.34	0.014	0.012	0.07	0.04	101	60

表五 ワイヤ化学成分

(mass%)

銘柄	C	Si	Mn	P	S	Cu	Mo	Ni
YM-55HF	0.02	0.11	2.28	0.008	0.004	0.21	0.48	0.01

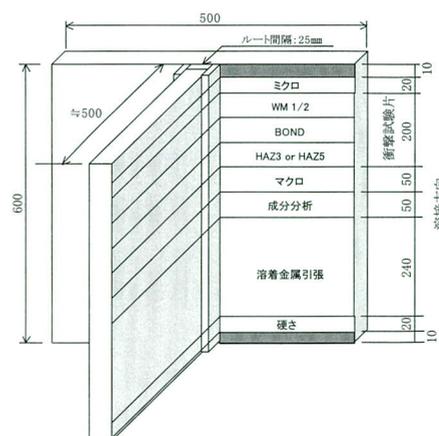
表六 フラックス化学成分

(mass%)

銘柄(塩基度)	SiO <sub>2</sub>	SiO <sub>2</sub> +MnO+TiO <sub>2</sub>	CaO+MgO
YF-15I(13.0)	32	47	26
YF-15A(0.67)	40	67	19

表七 溶接条件

試験体 マーク	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)	入熱 (kJ/cm)
A, E	380	54	2.0	616
B, F			1.6	770



図一 試験体形状および試験片採取位置

のノッチ位置は溶融境界部（通称：BOND）より3mm又は5mm離れた位置で採取することとした。

も採取した。

### 3-2. 裏当金材質の相違による窒素含有量と溶接入熱量による影響

#### (1) 試験概要

表-8に試験概要を示す。裏当金材質の相違による窒素含有量と溶接入熱量の影響を確認するため、裏当金にHTUFF鋼とSN490B-FBの2種類を用いた。溶接条件は、標準条件と高めの入熱量となる2種類で各種機械試験を実施した。

#### (2) 鋼材

スキンプレートおよびダイアフラムには、表-2に示すHT355C-HFを用いた。また、裏当金は表-9に示す2種類とした。HTUFF鋼の裏当金については、スキンプレートおよびダイアフラムと同じ鋼板より採取した。SN490Bは、一般的に広く使われているFBを使用した。

#### (3) 試験体形状

図-2に試験体形状を示す。

#### (4) 溶接材料

ワイヤはYM-55HF、フラックスはYF-15Iとし、表-5, 6と同様の化学成分のものを使用した。

#### (5) 溶接条件

溶接条件を表-10に示す。M7、M4の電圧を56Vとし、入熱量を標準条件より61kJ/cm大きく設定した。

#### (6) 試験片採取要領

図-3に試験片採取位置を示す。衝撃試験片の採取位置は、裏当金材質の影響を確認することを考慮してWM中央部だけでなくダイアフラムの表面下6mmの位置から

表-9 裏当金

(mass%, \*, ppm)

材質	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	N*	O*
HT355C-HF	0.12	0.26	1.50	0.008	0.002	0.01	0.04	40	17
SN490B-FB	0.12	0.29	1.31	0.022	0.009	0.09	0.05	99	36

表-10 溶接条件

試験マーク	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)	入熱 (kJ/cm)
M1	380	52	1.5	790
M3				
M7		56		851
M4		54		821

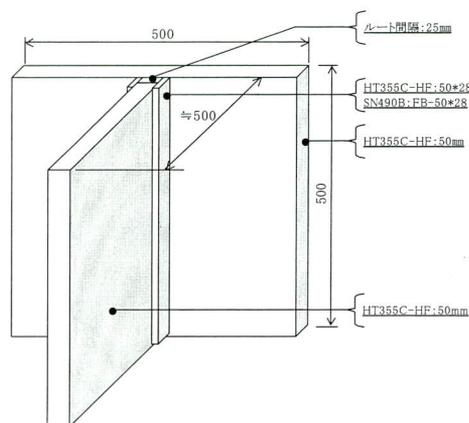


図-2 試験体形状

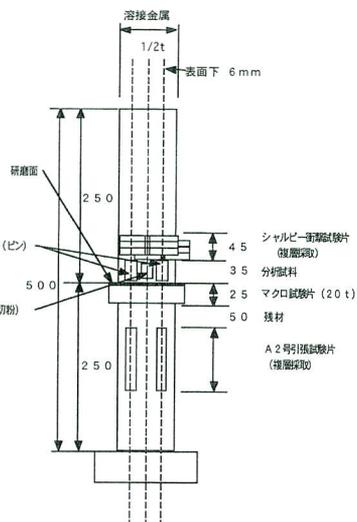
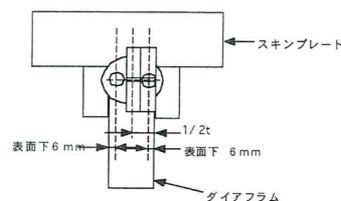


図-3 試験片採取位置

表-8 試験概要

試験マーク	裏当金	入熱量	機械試験
M1	HTUFF	標準条件	成分分析 衝撃試験 引張試験 マクロ試験 ミクロ試験 硬さ試験
M3	SN490B-FB		
M7	HTUFF	高め	
M4	SN490B-FB		

### 3-3. 裏当金の処理と組立状況による影響

#### (1) 試験概要

表-11に試験概要を示す。裏当金の処理と組立状況による影響を確認するため、裏当金の処理を3種類、組立溶接方法を連続または断続の2種類として組合せ、3体の試験を実施した。

#### (2) 鋼材

スキンプレート及びダイアフラムは、表-2に示す材料とし、裏当金は、表-9と同様のSN490B-FBを使用した。

#### (3) 試験体形状

試験体形状は、図-2と同様とした。また、図-4に開先面処理状況および組立溶接状況を示す。

#### (4) 溶接材料

ワイヤはYM-55HF、フラックスはYF-15Iとし、表-5、6と同様の化学成分のものを使用した。

#### (5) 溶接条件

溶接条件は表-12に示す標準条件を適用した。

#### (6) 試験片採取要領

図-5に試験片採取位置を示す。衝撃試験片の採取位置は、裏当金の処理と組立溶接の差異による影響を確認することを考慮してWM中央部ではなくダイアフラムの表面下6mmの位置から採取した。

表-11 試験概要

試験マーク	裏当金	開先面裏当金の処理	機械試験
M3	SN490B	ミルスケール除去 (グラインダー)	成分分析 衝撃試験 引張試験 マクロ試験
M13		ミルスケールのまま	
M17		ミルスケールのまま、ギャップ:1mm 組立溶接:断続	

表-12 溶接条件

電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)	入熱 (kJ/cm)
380	52	1.5	790

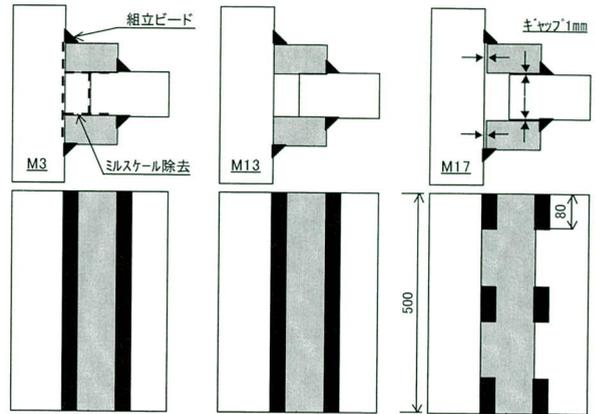


図-4 試験体形状

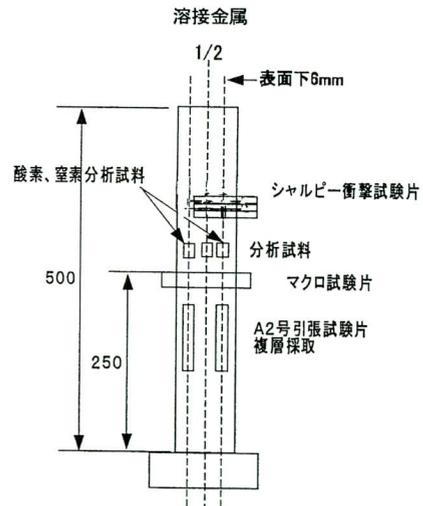
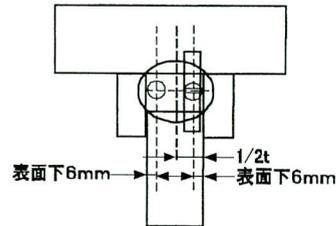


図-5 試験片採取位置

## 4. 試験結果

### 4-1. WMの酸素含有量による影響

#### (1) 化学成分分析試験結果

表-13にWMの化学成分分析試験結果を示す。塩基度の低いYF-15Aを使用することにより窒素含有量は、YF-15I使用時の50~58ppmの範囲でほぼ同量であるのに対し、酸素含有量は、150ppm以上と大幅に増大する結果となった。

## (2) 衝撃試験結果

表-14に衝撃試験結果を示す。BOND、HAZについては、それぞれ平均値が78~150J、149~235Jと非常に良好な結果が得られた。しかし、F試験体のBONDの1点25Jという結果に対しては、破面の詳細調査を行い、粗大な介在物を起点とした特異な破壊であることを確認した。

WMについては、酸素含有量が少ないA,B,E,Fの平均値が40~80Jであるのに対し、酸素含有量の多いa,b,e,fでは、平均値が27~39Jであった。

## (3) その他試験結果

超音波探傷検査において、内部欠陥は検出されず、また、溶込みも良好であった。溶着金属引張試験では、降伏点、引張強さともに十分な性能が得られた。硬さ試験においても、過度の軟化はみられず良好であった。マクロ試験においても、欠陥は検出されず良好であった。なお、写真-1にマクロ写真を例示する。写真-2に試験体B（HTUFF使用）のHAZ組織、写真-3に従来鋼使用のHAZ組織を例示する。HTUFF使用の写真では、BOND近傍のHAZにおいて、組織の粗大化が強力に抑制されている。HTUFF鋼は、このHAZ細粒効果によって、ESWにおいても良好なBOND靱性とHAZ靱性が達成されている。

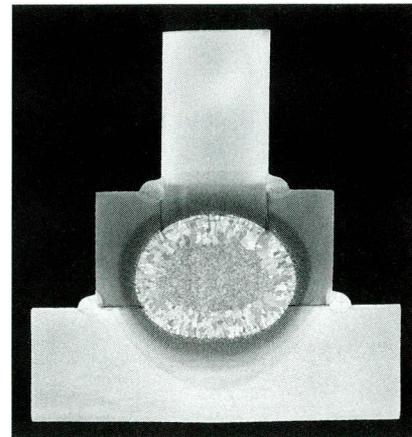


写真-1 マクロ写真

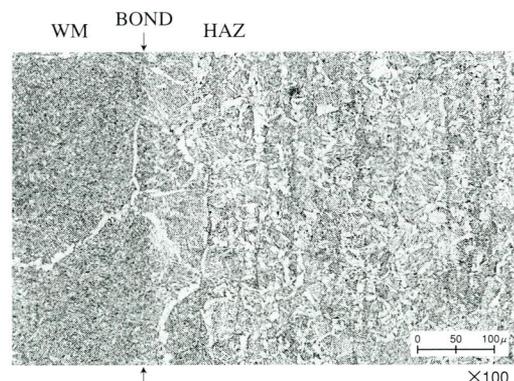


写真-2 ミクロ写真（HTUFF使用）

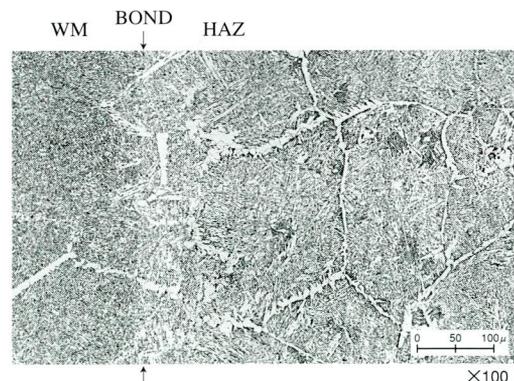


写真-3 ミクロ写真（従来鋼使用）

表-13 化学成分分析試験結果（WM）

フラックス	試験マーク	C	Si	Mn	P	S	Mo	N	O
YF-15I 20×D 塩基度 (高)	A	0.09	0.22	1.73	0.010	0.007	0.18	53	89
	B	0.09	0.20	1.72	0.008	0.006	0.18	58	93
	E	0.10	0.23	1.73	0.011	0.006	0.18	53	84
	F	0.10	0.23	1.73	0.008	0.005	0.18	58	72
YF-15A 20×D 塩基度 (低)	a	0.10	0.22	1.68	0.009	0.007	0.18	52	159
	b	0.10	0.22	1.65	0.008	0.006	0.18	50	171
	e	0.10	0.22	1.65	0.008	0.006	0.18	53	168
	f	0.10	0.22	1.66	0.008	0.007	0.18	52	175

表-14 衝撃試験結果

試験体 マーク	採取位置	vE <sub>0</sub>				試験体 マーク	vE <sub>0</sub>			
		個々			平均		個々			平均
A	WM	79	59	73	70	a	35	39	43	39
	BOND	65	114	107	95		114	56	103	91
	HAZ 5mm	173	152	152	159		147	143	157	149
B	WM	54	54	52	53	b	30	28	27	28
	BOND	63	129	103	98		109	86	50	82
	HAZ 5mm	150	194	194	179		180	175	175	177
E	WM	86	58	96	80	e	35	30	35	33
	BOND	152	98	197	149		166	145	140	150
	HAZ 5mm	211	199	199	203		180	180	166	175
F	WM	37	39	44	40	f	32	25	23	27
	BOND	111	25	98	78		152	180	109	147
	HAZ 5mm	216	286	204	235		199	213	189	200

## 4-2. 裏当金材質の相違による窒素含有量と溶接入熱量による影響

### (1) 化学成分分析試験結果

表-15にWM化学成分分析試験結果を示す。酸素含有量はほぼ同量であるのに対し、窒素含有量は、裏当金にHTUFF鋼を用いた試験体M1,M7（43ppm）に比べ、FB使用の試験体M3,M4（51~54ppm）とやや高い値となった。

(2) 衝撃試験結果

表-16に衝撃試験結果を示す。裏当金にHTUFF鋼を使用したM1,M7はFB使用のM3,M4に比べ良好な結果となった。また、標準条件のM1,M3に比べ入熱量の大きいM4,M7は衝撃性能が低下している。採取位置による結果を比較するとダイヤモンドの表面下6mmに比べWM中央部は高い値を示した。

(3) その他試験結果

表-17に溶接金属の引張試験結果を示す。図-6および表-18に硬さ試験結果を例示する。裏当金材質の相違による窒素含有量と溶接入熱量の影響による差異はみられなかった。

4-3. 裏当金の処理と組立状況による影響

(1) 化学成分分析試験結果

表-19にWMの化学成分分析試験結果を示す。開先面裏当金ミルスケールの有無および裏当金組立ギャップの有無を比較した結果、酸素含有量は80ppm前後、窒素含有量は50ppmといずれも有意差は確認されなかった。

(2) 衝撃試験結果

表-20に衝撃試験結果を示す。裏当金のミルスケールをグラインダーで除去したM3よりもミルスケールのままのM13が良好な結果となった。M13とM17の結果を比較すると、ギャップのないM13が良好な結果となった。

(3) その他試験結果

表-21に溶接金属の引張試験結果を示す。裏当金の処理と組立状況の影響による差異はみられなかった。

マクロ試験においても、欠陥は検出されず充分な溶け込みが得られていることを確認した。

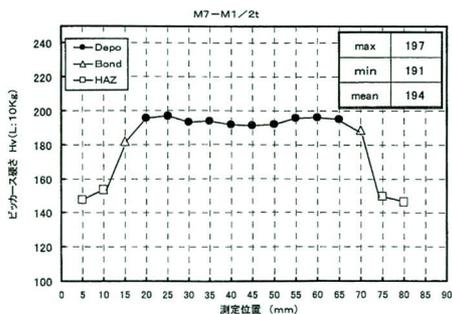


図-6 硬さ試験結果

表-15 化学成分分析試験結果 (WM)

試験マーク	(mass%,*:ppm)							
	C	Si	Mn	P	S	Mo	N*	O*
M1	0.091	0.20	1.80	0.007	0.003	0.21	43	74
M3	0.084	0.20	1.76	0.009	0.004	0.21	51	75
M7	0.097	0.20	1.75	0.007	0.003	0.16	43	74
M4	0.089	0.20	1.73	0.009	0.004	0.19	54	73

表-16 衝撃試験結果

試験マーク	ノッチ位置	vE <sub>0</sub>			
		個々			平均
M1	中央	94	126	94	105
	表面下6mm	79	70	48	66
M3	中央	69	55	114	79
	表面下6mm	53	46	60	53
M7	中央	87	62	74	74
	表面下6mm	53	38	62	51
M4	中央	55	44	83	61
	表面下6mm	58	30	40	43

表-17 引張試験結果

試験マーク	0.2%PS (N/mm <sup>2</sup> )	TS (N/mm <sup>2</sup> )	EL (%)	RA (%)
M1	419	603	25	66
M3	408	599	26	68
M7	412	592	25	55
M4	407	596	26	66

表-18 硬さ試験結果 (WM)

試験マーク	Hv (L:10kg)		
	max	min	mean
M1	207	193	198
M3	202	190	196
M7	197	191	194
M4	202	193	197

表-19 化学成分分析試験結果 (WM)

試験マーク	(mass%,*:ppm)							
	C	Si	Mn	P	S	Mo	N*	O*
M3	0.084	0.20	1.76	0.009	0.004	0.21	51	75
M13	0.090	0.18	1.75	0.005	0.004	0.20	49	78
M17	0.090	0.20	1.72	0.007	0.004	0.24	48	82

表-20 衝撃試験結果

試験マーク	vE <sub>0</sub>			
	個々			平均
M3	53	46	60	53
M13	83	117	150	117
M17	40	74	50	55

表-21 引張試験結果

試験マーク	YP (N/mm <sup>2</sup> )	TS (N/mm <sup>2</sup> )	EL (%)	RA (%)
M3	392	592	26.2	59
	403	591	25.4	66
M13	420	604	27.1	70
	430	604	27.9	71
M17	415	591	25.0	72
	421	595	25.0	73

## 5. 考察

### 5-1. WMの酸素含有量による影響

酸素含有量とWM衝撃試験結果を比較したグラフを図-7に示す。全体として酸素含有量の増大に伴い、WMの衝撃靱性が低下する傾向が見られる。しかし、F試験体については、衝撃試験結果が低い値となっているため、マイクロ組織観察をした結果、発達した粒界フェライトが多く認められ、旧 $\gamma$ 粒界に沿った粗大な（粒界）アロトリオモルフフェライトの存在により、破面単位の大いへき開破面が生じ、低靱性が発生したと考えられる。

アロトリオモルフフェライトとは、低合金鋼をAe3点以下に冷却した際にオーステナイト粒界に最初に比較的小さい過冷度で形成される組織である。粒界は容易な拡散パスであるので、急速にこのような薄いフェライト組織で覆われる。

### 5-2. 裏当金材質の相違による窒素含有量と溶接入熱量による影響

図-8に入熱量の影響を示す。裏当金に電炉製FBを用いると、HTUFF鋼共金にした場合よりもWMの靱性が劣る結果となり、かつ入熱の増大に伴っても劣化することを確認した。

しかし、現状ではHTUFF鋼を裏当金とすることが一般的でないため、FBを用いてもWMの靱性が十分に得られる溶接材料の開発が望まれる。

### 5-3. 裏当金の処理と組立状況による影響

裏当金にFBを使用し開先面研削の影響、組立溶接状況の影響によるWMの酸素含有量を調査した結果、80ppm程度であり、いずれもWMの成分に大きな影響を与えて

いないことが確認された。また、裏当金の処理と組立状況の影響による衝撃性能への影響は非常に小さいものであると考えられる。

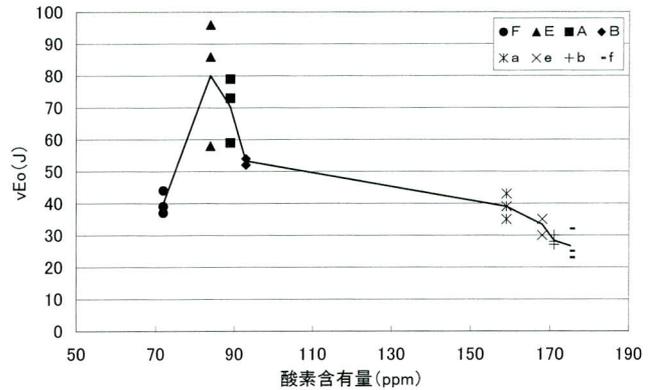


図-7 酸素含有量とWM衝撃試験結果

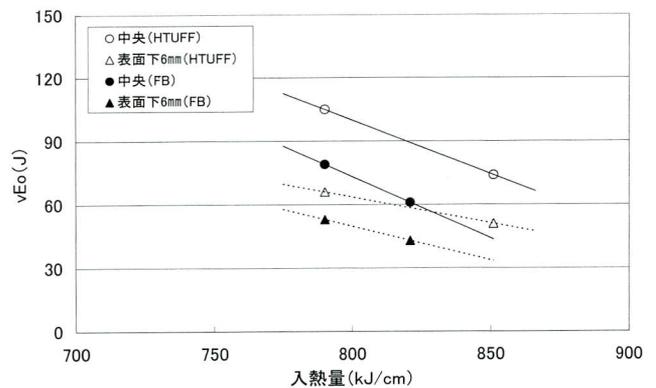


図-8 溶接入熱量の影響

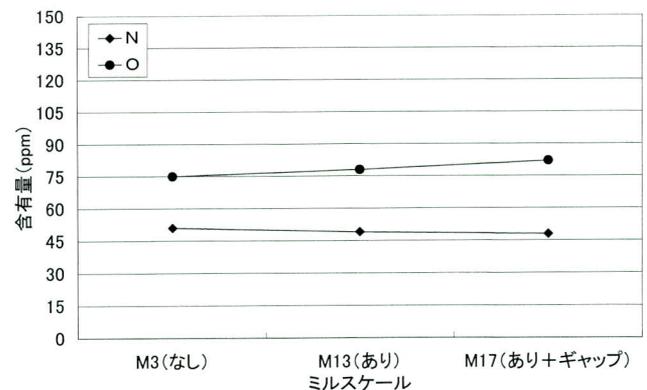


図-9 裏当金の処理と組立状況による影響

## 6. まとめ

WMの衝撃性能に対し、入熱量や窒素含有量のみならず、酸素含有量も影響することが確認された。また、裏当金のミルスケールの有無や組立時の裏当金の密着度によって、衝撃性能へ影響を及ぼすような窒素含有量および酸素含有量の増大はないことを確認した。

また、BOND,HAZの衝撃性能に対しては非常に良好な衝撃値が得られる結果となった。これは、HTUFF鋼の特徴であるHAZ細粒効果によって、BOND近傍におけるHAZ組織の粗大化が強力に抑制されたためである。

## 7. 今後の課題

引き続き、新日本製鐵(株)および日鐵溶接工業(株)と共同で、エレクトロスラグ溶接部の冶金的な靱性低下機構の解明に努め、靱性疎外要因を抑制・解消することにより、裏当金に電炉材FBを使用しても、また入熱が多少大きくなってもWMで必要な靱性が広い条件範囲で安定して得られるよう溶接ワイヤの改良および最適な溶接施工条件の確立と提案を行う。また今後、BOND、HAZの衝撃性能に影響する冷却速度等にも焦点を当て試験を実施していく。

本試験を実施するにあたり、御協力頂いた新日本製鐵株式会社(吉田氏、鶴田氏、植森氏、児島氏、市川氏)、日鐵溶接工業株式会社(木本氏)他、関係各位に心より感謝申し上げます。

## <参考文献>

- 1) 金沢正午ら：鉄と鋼, 61(1975), pp.2589-2603
- 2) 児島明彦ら：日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1(2001), pp.761-762
- 3) 植森龍治ら：CAMP-ISIJ, 14(2001), 1174
- 4) A. Kojima et.al：Proc. 20th Int. Conf. OMAE, (2001), Rio de Janeiro, ASME, MAT-3241
- 5) 石田浩司ら：溶接学会全国大会後援概要集, 70(2002), pp.214-215
- 6) 児島明彦ら：溶接構造シンポジウム2002講演論文集, 投稿中
- 7) 皆川昌紀ら：溶接構造シンポジウム2002講演論文集, 投稿中
- 8) 市川ら：エレクトロスラグ溶接の溶接金属の機械的性質の改善・エレクトロスラグ溶接部の熱履歴と特性(第1報), 溶接学会講演概要集, 第69集, pp.176-177
- 9) 市川ら：エレクトロスラグ溶接の溶接金属の組織微細化機構・エレクトロスラグ溶接部の熱履歴と特性(第2報), 溶接学会講演概要集, 第69集, pp.178-179

2002.11.28 受付

## グラビア写真説明

### 椿原橋

本橋は、東海北陸自動車道の白川郷I.C.から更に北上した富山県との県境に位置しており、椿原ダムの下流側に隣接する緑豊かな谷あいに架かる橋で、トラス上弦材とPC床版とを合成し、PC床版に主構としてしての機能を持たせた複合トラス橋です。世界文化遺産に登録された「白川村、萩町伝統的建造物群保存地区」合掌集落の近傍を通るため特に景観との調和に配慮しています。

(菊地)

# 大入熱対応鋼を用いた溶接施工試験

## Weldability Test Using Highly Heat-input-resistant Steel

櫻井 謙次\*1 千葉 正幸\*2 大月 真一\*3  
 Kenji SAKURAI Masayuki CHIBA Shin-ichi OHTSUKI

### Summary

As a result of Notification No. 1464 of the revision of the Japan Building Standards Law, to strictly observe the provision on the discordance of connecting joints between columns and beams, the diaphragm thickness has been increased by one size greater than the connection flange thickness. Therefore, the heat input for electroslug welding has been increasing. As the large buildings are being built, steel plates have diversified and their impact property is a concern. However, impact toughness of steel plates is decreased due to large heat input. The present paper is the first report on the weldability test concerning the causes of the lower toughness and effects of large heat input by electroslug welding.

キーワード：溶接施工試験，入熱量，パス間温度，大入熱対応鋼板，衝撃値

### 1. はじめに

近年、阪神淡路大震災における溶接部の脆性破壊事例を背景に建築鉄骨溶接部の要求性能の1つとして衝撃値が重要視されている。また、柱-梁溶接部の管理については、入熱量、パス間温度を厳重に管理することが要求されている。

従来、衝撃値に対しては、一般的に鋼材規格値である27Jや47Jが溶接部の要求性能値として取り扱われてきた。また、管理に対しては、JIS Z 3312の解説に基づき、衝撃値47J以上（0℃）を前提として、入熱量（30kJ/cm以下，40kJ/cm以下）やパス間温度（250℃以下，350℃以下）等で柱-梁溶接部を管理することとされてきた。

しかし、現在では建築物へのニーズの多様化に伴い、

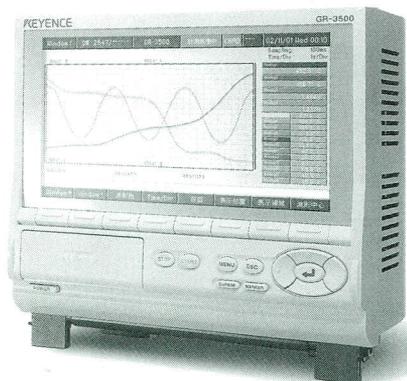
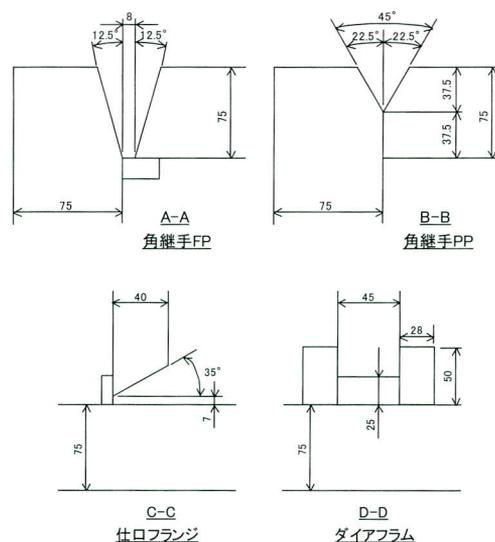
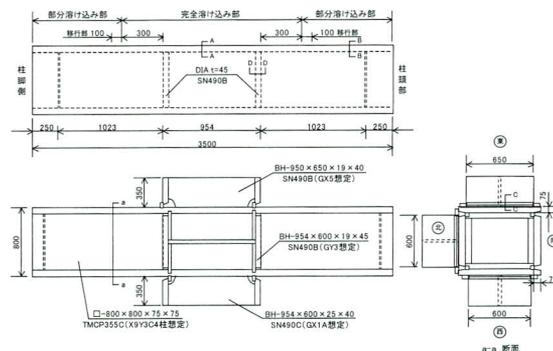


写真-1 GR-3500

図-1 試験体形状および開先形状

\*1松本工場品質管理部品質管理課  
 \*2松本工場製造部製造課長

\*3松本工場製造部製造課

衝撃値70J, 100Jという高い値を要求する傾向が強く、これに対応すべく鋼材メーカー各社が、柱主材に用いる大入熱対応鋼の開発を進めている。また、入熱量、パス間温度の管理対象となる接合部が柱-梁溶接部に留まらない傾向にある。

このような要求を考慮し、神戸製鋼によって開発された大入熱対応鋼をBOX柱のスキンプレートとして使用し、施工試験を実施した。また、同時にロボット溶接する角継手部のパス間温度を確認することとした。

## 2. 試験概要

本試験結果の内、以下の2点の結果について報告する。

- 1) 衝撃値要求性能の確保
- 2) 施工条件と管理方法の確立

## 3. 試験要領

### (1) 試験概要

箱形断面柱の製作に関わる3種類の溶接方法を試験体に適用し、施工条件を確認するとともに表-1に示す各種検査・試験により継手性能を確認することとした。

また、仕口部の工場製作における溶接姿勢は、すべて横向きとなるが、入熱・パス間温度などの管理項目に対する影響を確認するために、下向き姿勢となる現場溶接部を1箇所想定した。

### (2) 鋼材

本試験に使用する鋼材を表-2に示す。また、柱スキンプレートに用いた大入熱対応鋼板のミルシート値を表-3に示す。

### (3) 試験体形状

図-1に試験体形状および開先形状を示す。柱長を3500mmとし、柱断面形状および断面寸法については、近年製作実績の多い柱をモデルとした。なお、角継手の開先は機械切削により加工した。

### (4) 溶接材料

溶接材料は従来から使用している表-4に示す銘柄を適用することとした。なお、表-5, 6にESWのワイヤおよびフラックス、表-7にGMAW-robotワイヤのミルシート値を示す。

### (5) 溶接条件

溶接条件は、表-8に示す範囲内で施工するものとする。

### (6) 入熱量およびパス間温度測定

パス間温度および入熱量を測定し、溶接管理の参考とする。表-9にパス間温度および表面温度測定要領を示す。なお、入熱量については電流・電圧・溶接速度を各パス毎に記録し、入熱量を計算により算出した。また、溶接前に室温及び鋼材表面温度、溶接中にアークタイム及び休憩時間を測定した。

図-2に温度測定位置を示す。ESWの計測位置は、スタート・エンドから内側100mmの間を100mmピッチで測定する。また、角継手は、FP部両端より150mmとダイヤフラム芯かつ、開先面から10mmの位置とし、仕口フランジは、フランジ幅の中央部かつ、開先面から10mmの位置とした。

熱電対にて計測する計測器は、PCリンク型高性能レコーダ「GR-3500」(株)キーエンス製を使用する。計測器の

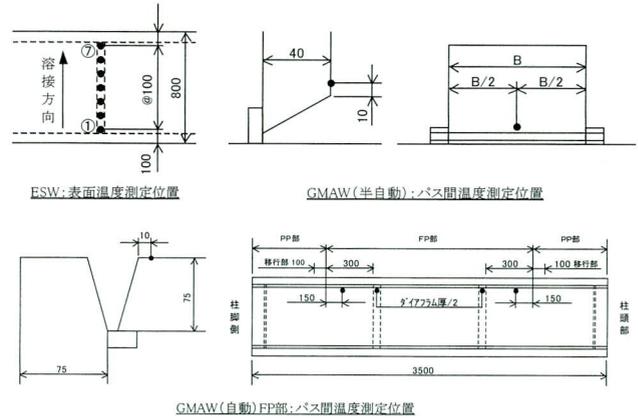


図-2 温度測定位置

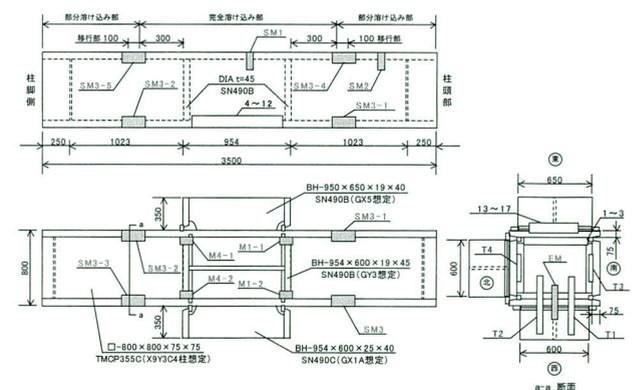


図-3 試験片採取位置

外觀を写真-1に示す。この計測器は、標準で16チャンネルの計測が可能である。また、各チャンネルが独立しており、他チャンネルの電圧の影響を受けないため、より正確な温度計測が可能である。更に、ノートパソコン等を使用せず、計測中の波形状況をモニターで確認することも可能である。

表-1 試験概要

溶接施工区分	溶接部	溶接方法	溶接姿勢	検査・試験
工場溶接	ダイアフラム	非消耗ノズル式エレクトロスラグ溶接 (ESW)	立向き	寸法測定 UT検査 引張試験 衝撃試験 マクロ試験
	角継手	炭酸ガスアーク自動溶接 (GMAW-robo)	下向き	
	仕口フランジ	炭酸ガスアーク半自動溶接 (GMAW-H)	横向き	
現場溶接	仕口フランジ	炭酸ガスアーク半自動溶接 (GMAW-F)	下向き	硬さ試験

※以下溶接方法は ( ) 内で示す。

表-2 使用鋼材

対象	適用部位	規格	板厚	材質	メーカー
C4柱	柱スキンプレート	大臣認定材	75mm	TMCP355C-MS	神戸製鋼所
-	ダイアフラム	JIS G 3136	45mm	SN490B	
GY3	仕口(フランジ)	JIS G 3136	45mm	SN490B	
	仕口(ウェブ)	JIS G 3136	19mm	SN490B	
GX1A	仕口(フランジ)	JIS G 3136	40mm	SN490C	
	仕口(ウェブ)	JIS G 3136	25mm	SN490B	
GX5	仕口(フランジ)	JIS G 3136	40mm	SN490B	
	仕口(ウェブ)	JIS G 3136	19mm	SN490B	

※各部の裏当て金の材質は、SN490Bとする。

表-3 スキンプレート (TMCP355C-MS)

(mass%,<sup>\*</sup>:ppm) (Y.P., T.S.:N/mm<sup>2</sup> EL., YR:% vEo:J)

C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Y.P.	T.S.	EL.	YR
0.13	0.34	1.44	0.011	0.002	0.01	0.02	425	565	33	75
Cr	Mo	V	Nb	B <sup>*</sup>	Ceq	Pcm	vEo①	vEo②	vEo③	vEoAV
0.04	0.00	0.00	0.017	1	0.39	0.22	285	323	325	311

表-4 使用溶接材料

溶接方法	溶接材料	メーカー
ESW	YM-55S 1.6 φ × YF-15I	日鐵住金溶接工業
GMAW-robo	MG-55 1.6 φ	神戸製鋼所
GMAW-H,F	YM-55C 1.2 φ	日鐵住金溶接工業

表-5 ESWワイヤ

(mass%)

C	Si	Mn	P	S	Cu	Mo
0.04	0.07	1.86	0.009	0.009	0.27	0.27
電流	電圧	速度	Y.P.	T.S.	EL.	vEo
380	52	2.4	390	555	26.2	41

(電流:A, 電圧:V, 速度:cm/min, Y.P.・T.S.:N/mm<sup>2</sup>, EL.・YR:%, vEo:J)

### (7) 試験片採取要領

表-1に示した検査および試験項目ごとに表-10に示す数量の試験片を採取する。また、同表にそれぞれの試験片マークを示す。なお、図-3に採取位置を示す。

表-6 ESWフラックス

(mass%)

SiO <sub>2</sub>	SiO <sub>2</sub> +MnO+TiO <sub>2</sub>	CaO+MgO
32	47	26

表-7 GMAW-roboワイヤ

(mass%)

C	Si	Mn	P	S	Cu	Mo	Al	Ti+Zr
0.08	0.91	1.71	0.012	0.007	0.24	TR.	0.01	0.20
電流	電圧	Y.P.	T.S.	EL.	vEo			
350	36	438	538	33	139			

(電流:A, 電圧:V, Y.P.・T.S.:N/mm<sup>2</sup>, EL.・YR:%, vEo:J)

表-8 溶接条件

溶接方法	電流 (A)	電圧 (V)	速度 (cm/min)	入熱 (kJ/cm)	バス間温度 (°C)
ESW	380~400	52~54	1.3~1.5	≦850	-
GMAW-robo	280~450	28~45	15~60	≦70	350°C以下
GMAW-H,F	280~450	28~45	15~80	≦40	350°C以下

表-9 バス間温度および表面温度測定要領

溶接方法	計測ツール	計測ピッチ	計測点
ESW	接触式温度計	10min	7点
GMAW-roboFP部	熱電対	1sec	4点
GMAW-H, F	熱電対	1sec	1点

表-10 試験片採取位置

検査項目	試験対象部位	試験数量	マーク
寸法検査	各溶接の前後の寸法変化量	全数	-
UT検査	角継手FP部、ESWの内部欠陥	全数	-
	ESWの溶け込み幅	全数	-
	ESW-GMAW部(十字型試験体)	2本	T1, T2
引張試験	ESW全溶着金属部引張試験	2本	T3, T4
	ESW-DEPO	4本	1
衝撃試験	ESW-BOND FL, +1mm, +2mm	各4本	2, 2-1, 2-2
	ESW-BOND(FL)-A	4本	2A
	ESW-HAZ(中央)	4本	3
	ESW-HAZ(中央)-A	4本	3A
	角継手-DEPO	各4本	4, 4B
	角継手-BOND(FL)	各4本	5, 7, 9, 11
	角継手-HAZ(中央)	各4本	6, 8, 10, 12
	GMAW-DEPO	各4本	13, 18
	GMAW-BOND(FL)	各4本	14, 16
	GMAW-HAZ(中央)	各4本	15, 17
マクロ試験	ESW+仕口部GMAW	1個	EM
	角継手FP部	1個	SM1
	角継手PP部	1個	SM2
	角継手FP-PP移行部	6個	SM3, SM3-1, SM3-2 SM3-3, SM3-4, SM3-5
硬さ試験	仕口部GMAW端部	4個	M1-1, M1-2, M4-1, M4-2
	ESW(マクロ試験片EMを兼用)	2線	H1, H2
	GMAW(マクロ試験片SM1を兼用)	2線	H3, H4
	角継手(マクロ試験片SM1を兼用)	3線	H5, H6, H7

## 4. 施工試験結果

### (1) 表面温度およびパス間温度測定結果

図-4にESWの表面温度の測定結果を示す。ESWの溶接時間は約52分であった。スタート側は溶接開始から10分間は急激な温度上昇を示し、約280℃をピークに温度は低下した。これに対し、600mm離れたエンド側⑦では溶接開始から約30分後まではあまり温度変化がみられなかったが、その後、急激な温度上昇がみられた。

また、②～⑥では最大表面温度が350℃前後の結果となった。

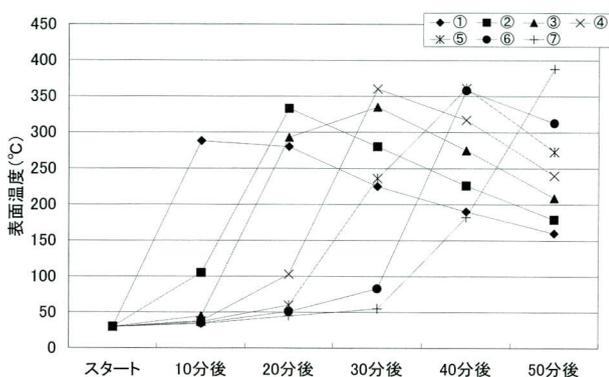


図-4 ESW

図-5にGMAW- roboのパス間温度測定の一例を示す。パス間温度の管理値として、広く用いられる350℃を超えることはなく、また管理値を250℃としても、特別に待ち時間を確保せずに充分施工可能であることが確認された。

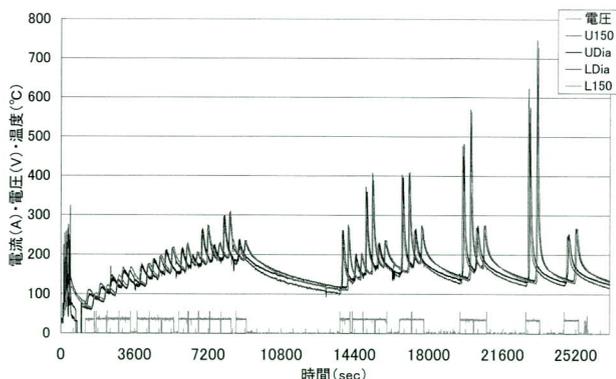


図-5 GMAW- robo

図-6に下向きGMAWのパス間温度測定の一例を示す。仕口部の下向き溶接では、パス間温度が上昇しやすい結果となった。

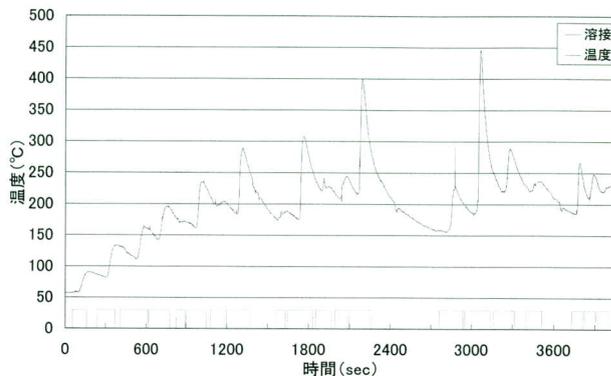


図-6 GMAW-F

### (2) 衝撃試験結果

図-7に衝撃試験片ノッチ位置を示す。また、表-11に衝撃試験結果を示す。ESWについては、BOND+1mmで平均値54.6Jとなったが他の採取位置では平均値70Jを超える結果となった。角継手および仕口部については、全ての採取位置で平均値70Jを超える結果となった。

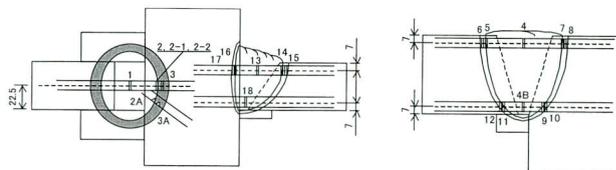


図-7 衝撃試験片ノッチ位置

表-11 衝撃試験結果

試験片No.	1	2	3	17	18	13	14	15
採取位置	DEPO	BOND	HAZ	HAZ	BOND	DEPO	BOND	HAZ
個々	34.4	139.7	105.8	86.1	39.8	105.6	229.8	201.3
平均	109.9	70.5	210.8	243.1	231.8	143.9	213.6	218.2

試験片No.	2-1	2-2	3A	18
採取位置	BOND+1mm	BOND+2mm	BOND+45°	HAZ+45°
個々	57.1	88.8	117.8	114.1
平均	54.6	107.0	107.0	107.0

試験片No.	6	5	4	7	8
採取位置	HAZ	BOND	DEPO	BOND	HAZ
個々	283.8	263.0	263.5	192.2	241.3
平均	283.2	217.0	153.2	173.3	196.1

試験片No.	12	11	4B	9	10
採取位置	HAZ	BOND	DEPO	BOND	HAZ
個々	289.4	250.4	283.1	269.4	252.3
平均	281.0	255.4	116.0	255.4	182.4

部材	仕様	材質
柱主材	75mm	TMCP355C
柱フランジ	45mm	SM490B
仕口フランジ	45mm	SM490B

## 5. 衝撃試験結果に対する考察

図-8~10に衝撃試験結果のグラフを示す。ESWのBONDの結果は、DEPO、HAZに比べばらつきやすい傾向がみられる。また、本試験結果からBOND+1mmとBOND+2mmの結果には大きな差異が見られ、BOND (FL)のみならずBOND+1mmにおいても70Jを確保することは困難であると考えられる。

BOND+1mmの試験片 (2-1) およびBOND斜め (2A) については、それぞれ最低値が、27Jを下回ったことから、破面観察、亀裂進展経路観察、介在物観察を実施した。この結果、試験片加工におけるノッチ位置については狙いどおりであることが確認されたが、試験片のBOND (FL) の形状変化が3次元的に存在し、亀裂の進展に伴いHAZの様々なマイクロ組織を通過することで、バラツキが発生したものと考えられる。

角継手については、全ての採取位置で非常に良好な結果が得られた。表層側と底面側との結果を比較すると、DEPOについては表層側のほうが高く、BONDについては底面側が高い結果となった。

仕口部についても、全ての採取位置で非常に良好な結果が得られた。DEPOの表層側と底面側との結果に差異はほとんどみられなかった。

## 6. まとめ

### (1) 施工条件と管理方法の確立

角継手のバス間温度の管理値を350℃から250℃に引き下げて施工することが充分可能であることを確認した。

製作時のバス間温度管理方法としては、角継手については、230℃、仕口部については320℃の温度チョークを用いて管理することとした。

また、仕口部の入熱量については、特に制限値を超える恐れのないことが確認されたが、標準積層図の条件を厳守することとした。

### (2) 衝撃値要求性能の確保

ESWについては、BOND+1mmで平均値54.6Jとなったが他の採取位置では平均値70J以上の性能が確認された。

角継手溶接部に70J以上の性能要求を指定された柱に対しては、大入熱対応鋼材を適用することにより従来の溶接条件で、平均70J以上の性能が確認された。

仕口部においても、十分な衝撃値が得られ、角継手と

同様に従来の溶接条件で、平均70J以上の性能が確認された。

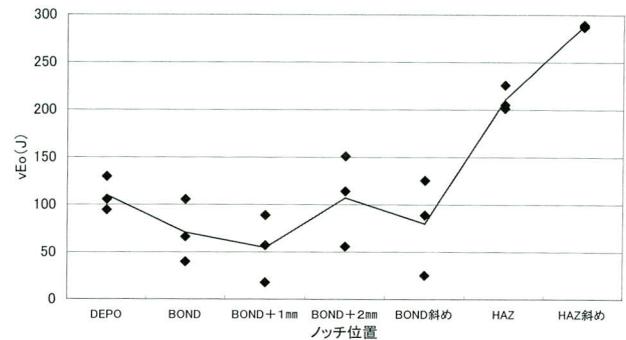


図-8 ESW衝撃試験結果

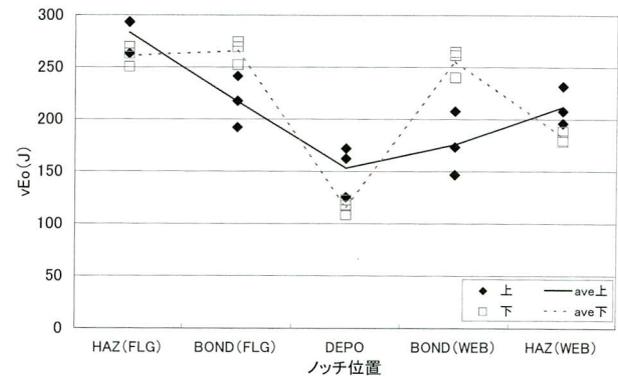


図-9 GMAW-robo衝撃試験結果

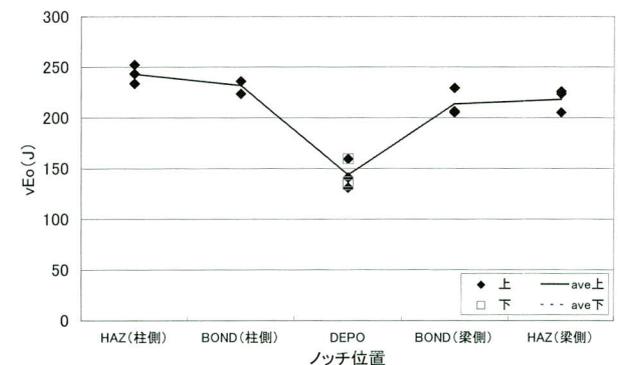


図-10 GMAW-H衝撃試験結果

## 7. 今後の課題

今後も溶接継手部に対して70J, 100Jという高い衝撃値を要求する傾向が強くなるものと思われるが、現状では施工条件によりクリアできる幅はかなり狭く厳しいと考えられる。鋼材・溶材メーカー各社と協力して開発材料の性能確認を進めていく必要がある。一方、発注サイドに対しては経済性を考慮し、構造物の中で高い靱性を求められる部位を識別した仕様の配慮をお願いするところである。

また、溶接時の管理については、JIS Z 3312の解説の規準値にとらわれず、施工試験等により確認された場合はその性能にあう緩和された管理値の選定が可能となるような運用を望むところである。以上で報告を終了するが、今後も経済性と安定した品質の鋼構造物を製作すべく取り組む所存である。最後に試験に御協力頂いた㈱神戸製鋼所の関係者に御礼申し上げます。

## <参考文献>

- 1) JIS Z 3312: 「軟鋼及び高張力鋼用マグ溶接ソリッドワイヤ 解説」, 1999
- 2) 鉄骨建設業協会: 入熱、パス間温度の管理について
- 3) 中込, 坂本, 三宅: 「強制冷却機構を備えたパス間温度・入熱 管理装置を用いた溶接部の品質と施工効率」鉄構技術, 2002.3
- 1) 西, 岩田: 「鉄骨CO<sub>2</sub>多層盛溶接における施工管理」鉄構技術, 2002.4
- 5) 湯田, 藤田, 津山, 橋場, 吉田, 志村: 「多層盛溶接金属の靱性支配要因について」鉄構技術, 2002.5
- 6) 津山: 「性能設計とパス間温度・入熱の管理」鉄構技術, 2002.7
- 7) 稲田, 倉持, 原田, 志村, 吉田: 「(仮称) 丸の内1丁目1街区計画C棟における高HAZ靱性鋼の適用について」鉄構技術, 2002.7
- 8) 田中: 「溶接部における入熱・パス間温度の管理について」鉄構技術, 2002.11
- 9) 中野, 高橋, 浜氏, 武井: 「軟鋼および高張力鋼用マグ溶接ソリッドワイヤYGW-11,18を用いた溶接入熱・パス間温度の限界試験および考察」宮地技報No.17
- 10) 大月, 千葉, 百瀬, 大月, 櫻井, 岩波: 「マグ溶接における建築鉄骨柱-梁溶接部の溶接入熱およびパス間温度の工場溶接管理方法の検討」宮地技報No.17

2003.1.20 受付

## グラビア写真説明

### 荒川横断橋梁〔仮称〕

放射16号線の荒川渡河部にかかる本橋は、ケーブル一面吊りの斜張橋です。地下鉄東西線の荒川橋梁との近接施工による河積阻害から両橋の橋脚を合わせて設置しなければならない為、非対称構造となっています。(右岸側径間170.0m、中央径間230.0m、左岸側径間147.3m) 荒川を渡る交通の分散を図り、湾岸道路等の交通渋滞の緩和に寄与するものです。(菊地)

### 新橋

初代新橋は、大正14年に木橋として架橋され、昭和20年に2代目木橋、昭和34年に3代目永久橋(PC橋)として、交通の用に供していましたが、交通量の増加、及び老朽化のため、4代目新橋として、架け換えられました。

石狩川に架かる金星橋、旭橋、新橋の3橋は、旭川市の都市形成を見守ってきた歴史的記憶のある橋で、まちあかり三橋として夜間のライトアップ作戦等により、歴史性を醸し出し、道筋との連帯も図っています。(斎木)

# 建築物の中を通る曲率半径が厳しい多径間連続立体ラーメン鋼床版箱桁橋の設計・架設（湊町北出入路）

## Design and Erection of a Box Girder Bridge Through a Building with a Strict Radius of Curvature (Minatomachi North Entrance/Exit Way)

中 省 司\*1 川村 敏 郎\*2 佐藤 浩 明\*3 山本 健 博\*4 飯村 和 義\*5  
 Shoji NAKA Toshiro KAWAMURA Hiroaki SATO Takehiro YAMAMOTO Kazuyoshi IIMURA

嬉 克 徳\*6  
 Katsunori URESHI

### Summary

The largest feature of the Minatomachi north entrance/exit way is through a building. This is because of preparation advanced city functions by using “graded road separation system” to allow an integrated systems for roads and buildings. By not only considering the traffic function of the expressway, but also designing an integrated urban area, with a bridge constructed through a building, the method wisely used the urban space.

キーワード：立体道路制度，連続立体ラーメン，鋼床版箱桁橋，隅角部，都市再生プロジェクト  
 湊町リバープレイス，湊町北出入路，全断面現場溶接，合流，ランプ，曲線桁

### 1. まえがき

本報告は、都心部の宿命である厳しい空間制限のなか、高速道路への出入路建設を実現するため、建築構造物と道路部分を融合させるプロジェクトの一つとして実施した阪神高速・湊町北出入路の工事報告である。本プロジェクトは大阪都心「ミナミ」を、隣接した湊町地区まで拡張した回遊動線の形成により、さらに活性化した「新生ミナミ」に変身させるため、以下のように複合し

た整備目的を持って進められた。

- ①阪神高速道路の入路・出路の整備
- ②音楽施設を中心とした新しい集客ドーム施設の整備
- ③同施設内に高速道路休息パーキングエリアの整備
- ④同施設駐車場上に人工地盤による立体広場の整備
- ⑤道頓堀川に沿った立体広場につながる水辺施設の整備
- ⑥大阪の空港玄関口の大阪シティエアーターミナル（以下OCAT）・難波ウオーク・JR難波駅との融合地下通路の整備

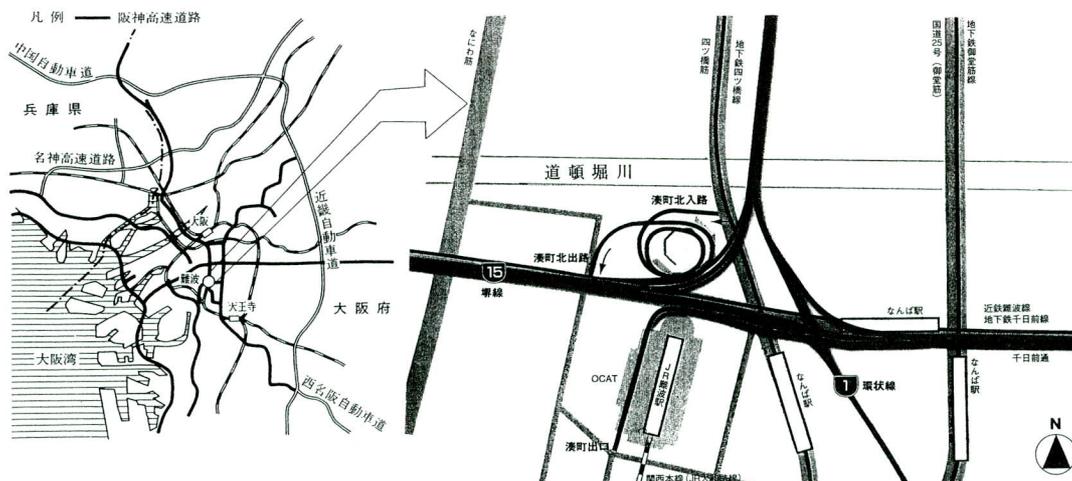


図-1 湊町リバープレイス位置図

\*1技術本部工事部部长  
 \*2技術本部工事部工事課課長  
 \*3技術本部生産技術研究所課長

\*4技術本部工事部工事課  
 \*5千葉工場製造部計画課  
 \*6宮地建設工業(株)工事部計画グループ

本報告は、上記①の出入路建設において建築物の中を通る極端な曲率半径を有する鋼床版箱桁橋の設計・架設について報告する。また、本プロジェクトは、道路と建築物等の一体整備を可能とした「立体道路制度」(平成元年6月28日公布、建設省 9章に制度概要を示す)を活用し、大阪市(上記③・④・⑤・⑥)と阪神高速道路公団(上記①・③)が共同して施設整備にあたり「湊町リバープレイス事業」を実現、さらには阪神高速道路1号環状線と15号堺線合流部の円滑な交通流を確保できた。したがって、9章には、この立体道路制度の概要を、また、10章には道路空間の立体複合利用の事例を紹介する。

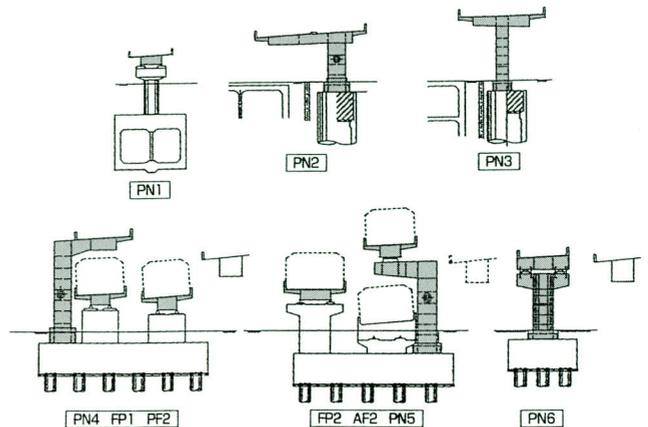


図-3 基礎および橋脚全体図

## 2. 工事概要

工事名称：湊町北出入路鋼桁および鋼製橋脚工事

路線名：大阪府道高速大阪堺線

工事場所：大阪市浪速区湊町1丁目3番1

工事位置図を図-1に示す。

施主：阪神高速道路公団 大阪建設局

大阪第二改築工事事務所

関連事業：湊町リバープレイス整備事業(大阪市)

工期：平成11年6月1日～13年12月15日

規格：C規格、1方向1車線ランプ、

設計速度：30km/h

施工会社：宮地・栗本建設工事共同企業体

施工重量：2049.064ton

最高鋼種：SM490Y(なおアンカーフレーム一部SM570)

写真-1および図-5に全景および透視図を示す。

図-2・3に示すようにONランプは、建築物の中を通る6径間連続立体ラーメン形式にて橋脚と一体化した鋼床版箱桁橋として設計した。また、図-4に示す建物ドーム施設内の2階部分に整備されたパーキングエリアからONランプに途中合流する設計としている。さらにONランプは既に供用されている阪神高速15号大阪堺線と円滑な合流を果たすため、既設鋼床版箱桁の径間中央に対して鋼床版箱桁形式の合流桁を供用下で連結する設計とした。

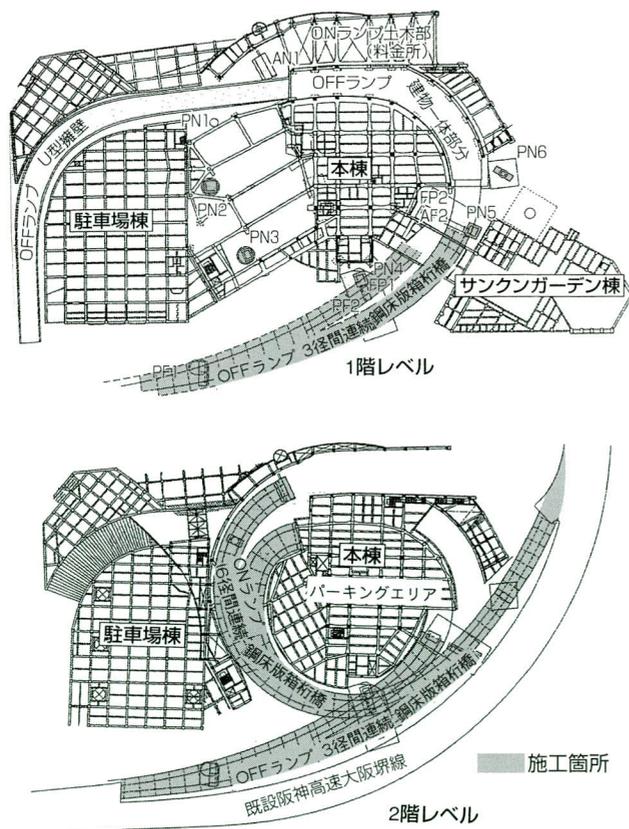


図-2 全体一般図

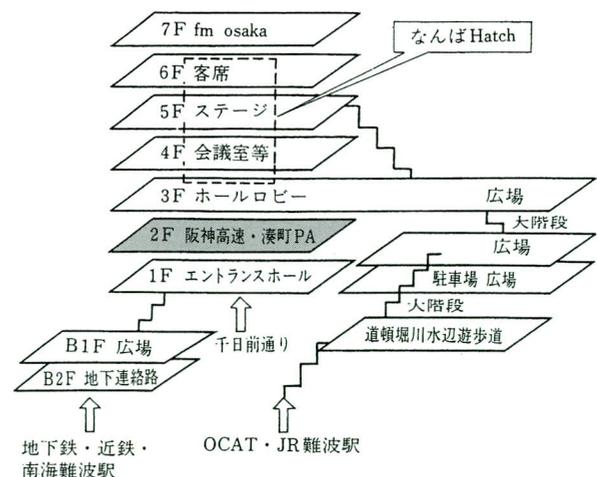


図-4 湊町リバープレイス内フロー構成

一方、隣り合うOFFランプは3径間連続鋼床版箱桁で設計し、ONランプをくぐり抜けながら建築物の地下にもぐり出口に至り、3径間連続鋼床版箱桁の中央径間で途中分流してパーキングエリアに進入する設計した。

### 3. 設計条件

- 1) 活荷重 B活荷重
- 2) 舗装 アスファルト舗装 (t=80mm)
- 3) 床版形式 鋼床版 (全長バルブプレート)
- 4) 壁高欄 鉄筋コンクリート製  
(一部鋼製型枠範囲あり)
- 5) 付帯荷重 0.5KN/m<sup>2</sup>
- 6) 化粧板荷重 0.5KN/m<sup>2</sup>
- 7) 地盤種別 III種地盤
- 8) 設計震度
 

震度法 (許容応力度設計法)	Kh=0.30
タイプI 保有水平耐力	Kh=1.00
タイプII 保有水平耐力	Kh=1.46

### 4. 施工内容

- 1) 6径間連続鋼床版箱桁1連 - ONランプ (宮地)  
ON-CL上 23.7+20.4+24.0+41.409+36.191+21.4m  
PA-CL上 29.707+21.0+37.947m  
最小平面曲率=20R、最小桁高=1197mm
- 2) 3径間連続鋼床版箱桁1連 - OFFランプ (栗本)  
OFF-CL上 29.069+54.443+38.079m  
PA-CL上 29.604+53.9+31.0m  
最小平面曲率=25R、最小桁高=1219mm
- 3) 本線合流部連結桁1連-連結桁 (宮地)  
ON-CL上 44.820m 既設桁仕口部撤去後、既設本線桁に高力ボルト摩擦接合
- 4) 鋼製橋脚、アンカーフレーム 各5基  
PN2、PN3、PN4 主桁剛結橋脚 (宮地)  
PN5、PN6 単独橋脚 (栗本)
- 5) 入出路部既設桁改良工
- 6) 支承工 ゴム製および鋼製  
(負反力対応部分は鋼製)
- 7) 高欄工・化粧板工・ケーブルラック工
- 8) 落橋防止装置工・伸縮継手工

このように複雑な計画は国内では事例がなく、設計・架設段階において以下のような問題点をクリアする必

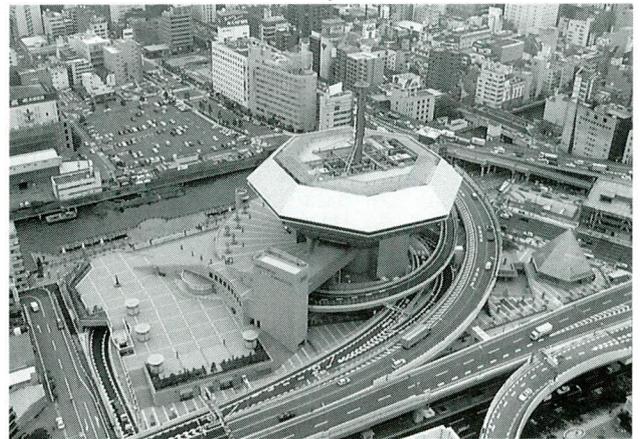


写真-1 湊町リバープレイス全景

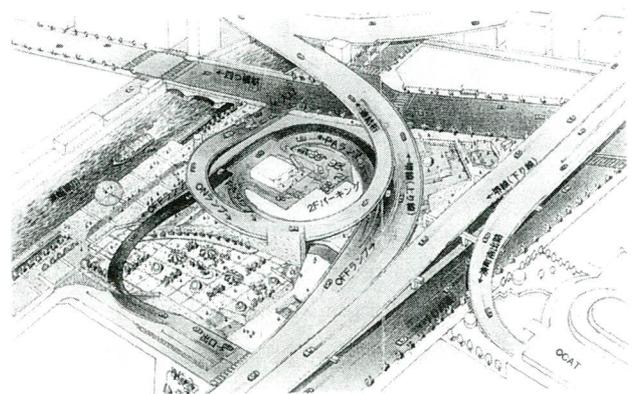


図-5 透視図

要があった。

- ① 主桁は空間共有を可能とするため、最小曲率半径35mの線形計画とするが、いかにして連続桁端支点部の負反力を低減させるか。
- ② 主桁は建築物との建築限界から極端に扁平な鋼床版箱桁構造とするため、橋脚との隅角部は狭隘で複雑な板組構造となり、入念な溶接施工検討が必要であった。
- ③ 建築構造物との取合部での車両通過時騒音・振動対策、かつ防水性・補修性の良い構造要求が建築施主より示された。
- ④ 供用下で既設鋼床版箱桁に連結桁を結合させるが、既設桁に影響の少ない連結構造をどうするか。

### 5. 線形計画

本プロジェクトでは、建築物・JR・河川・地下構造物・一般道路・街路等の多岐にわたる取り合いがあり、建築設計としては通常用いられない国家座標を用いて設計座標系統一がなされている。設計図面は、パソコン上

の仮想国家座標軸上で全参加企業がAutoCad97プログラムを共通使用し、全図面が同一図面に合体できるように進めていった。建築物と道路建築限界の3次元クリアランスのチェックは建築・道路計画者間で共に難題であり、線形計画における留意事項を以下に示す。

1) 箱桁の桁高制限に対して

ランプ及び建物の将来のメンテナンススペースを含めた桁下空間を確保するため、腹板の有効高さを比較的強く押さえられる鋼床版箱桁形式を採用、製作可能な最小桁高1197mmで設計した。また、下部工の鋼製橋脚と一部剛結合させる立体ラーメン構造を採用して、ONランプの下にOFFランプを通過させながら縦断勾配を最小に押さえ（最大9%）、ONランプの縦断視距（最小31m）を確保している。主桁腹板への水平補剛材は極端に低い桁高のため設けず組立て材片ピース数を減らした。

2) 平面線形・横断視距に対して

ONランプ平面線形はR=150m~R=35（ON中心上）、20m（PA中心）まで変化させている。幅員は合流および横断視距のセットバック量を確保するため、16.3m

から6.3mまで大きく変化する。橋脚外形寸法は、OFFランプ桁とONランプ鋼製橋脚柱との干渉照査および下部工ケーソン基礎頂版に橋脚アンカーフレームを納めるためONランプ柱断面を必要最小寸法で決定した。

OFFランプ平面線形はR=200m~A=50m（OFF中心上）、25m（PA中心）まで変化させている。幅員は分流および横断視距のセットバック量を確保するために、5.5mから12.9mまで大きく変化する。このため、ON・OFF共に鋼床版の縦リブにはバルブプートを使用した。

6. 設計計画

- ① ONランプ主桁は、パーキングからの合流桁と中間橋脚位置にてONランプ桁への合流を有するノーズを設置する。したがって、2系統の1BOX形式から1系統の1BOXへと合流させる。支点は、立体解析をすることで橋体や橋脚基礎に与える影響を少なくできる配置検討をした結果、端支点が可動（鋼製支承）、中間支点PN1を可動（ゴム支承）、中間支点PN5を1

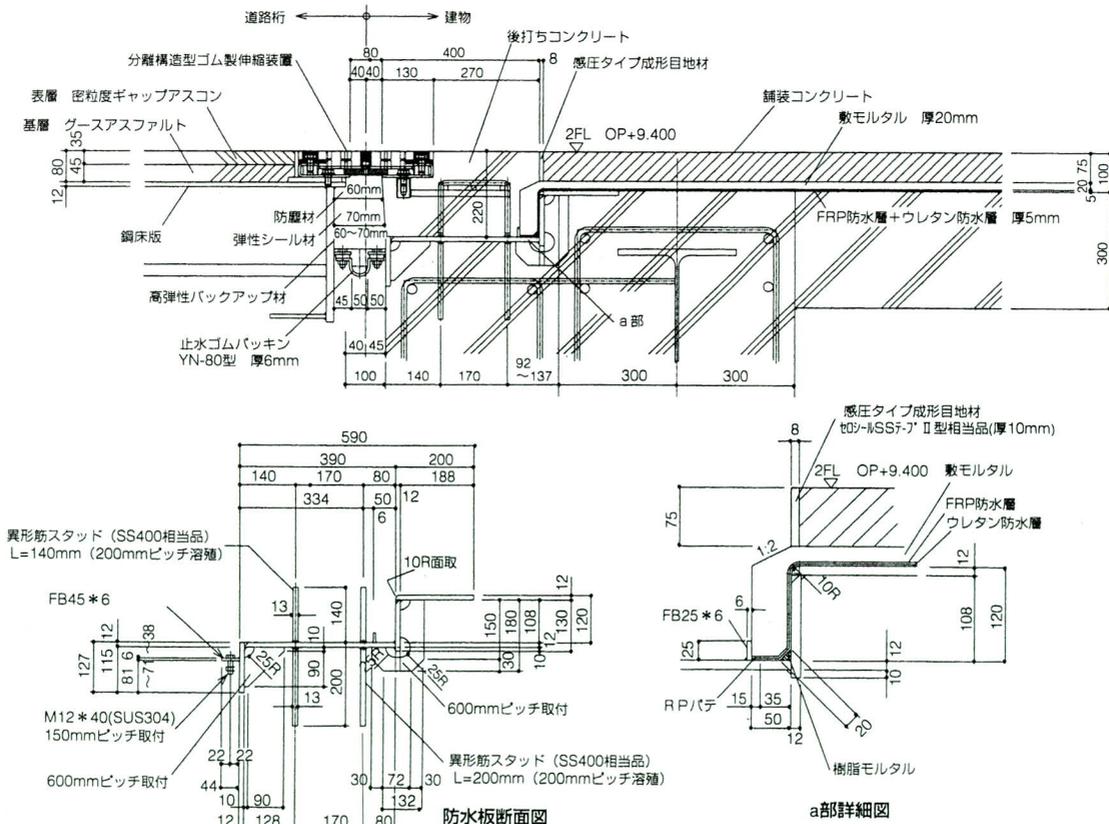


図-6 建築との取合い詳細

支承の固定（ゴム支承）、PN2～PN4を上下部一体剛結橋脚とした。なお、端支点は負反力対策のため鋼製支承とした。

- ② OFFランプ主桁には、中央径間で出口方向とパーキング向への分流を有し分流ノーズを設置する。したがって、主桁は中央径間で分岐構造となり、1BOXから2BOXへと分岐させる。支点条件は、中間支点を固定（ゴム支承）、端支点を可動（鋼製支承）とした多点固定である。端支点は負反力対策のため鋼製支承とした。
- ③ 常時負反力が発生しないよう一部端支点は、箱桁腹板直下に支点を設置せず、アウトリガー構造の張出し先端部に設置している。（on,off共）
- ④ 構造解析には桁と橋脚を一体とした立体解析を採用。
- ⑤ 橋脚横梁の鋼床版縦リブには主桁断面としての連続性を保つため平リブを採用した。
- ⑥ 建築物との取合部の伸縮装置には、車両通過時の振動・騒音を最小とするため段差吸収能力および補修性能に優れたゴム製ジョイント（ダイヤフリージョイント）を採用し、防水処理対策として以下の特別な設計を行った。取合い詳細を図-6に示す。
  - a) 建物側に水の逆浸透を防止するため防水層端部を立ち下げ、その下に鋼製の防水板を潜り込ませた。
  - b) 防水板にスタッド溶植して、躯体コンクリート横梁と後打ちコンクリートの一体性を確保した。
  - c) 防水板の上に滞水させないため、導水部を有する止水ゴムを設けた。
- ⑦ 既に修景されている周辺景観や湊町リバープレイスとのデザイン統一感を出すため、湊町リバープレイス建屋から露出する主桁範囲には外装板を設置し修景した。なお、排水管やケーブルラックは全て外装板内に納めた。
- ⑧ 落橋防止装置は、景観に考慮しゴム被服チェーンを橋脚天端と桁下フランジ間の全端支点部に設置した。
- ⑨ 脚隅角部近傍の継手形式は、建築との調和や周辺環境を考慮して現場溶接継手としている。また、同地区での橋脚への落書きが後を断たないため、落書きはがしが簡単にできる塗装仕様を一部橋脚に採用した。
- ⑩ 桁と立体隅角部を形成するPN2、PN3、PN4橋脚の組立模型を数パターン作成して作業空間や組立・溶接

手順に対して入念な検討を行った。

- ⑪ PN2橋脚はONランプとPAランプの合流ノーズに位置し横梁張出し長が8.5mと長いため、2ブロックの全断面現場溶接を採用した。

## 7. 既設本線桁との連結影響照査

昭和39年代に本線は供用を開始しているが、当時、将来の合流ランプ線形は暫定決定されていた。したがって、既設本線鋼床版箱桁の支間中央部には、写真-2に示すように合流ランプ結合用仕口が既に準備されていた。しかし、本工事の線形計画検討段階にて合流曲率が $R=30m$ から $R=150m$ へ緩和し、合流に対して建設当初計画と大きな線形変更が行われた。このため、スムーズな剛結合構造にて要求線形確保を果たすため、ランプ桁結合仕口2ブロックを撤去して、新たな連結桁とともに製作し直すこととした。なお、供用中の既設桁から2ブロック撤去を実施するためには、本線規制や四つ橋線（市道）交通規制および夜間全面通行止めを行う必要があった。また、合流ノーズ部からの横断視距を確保するため、結合箇所の前進方向にも更に鋼床版拡幅を実施した。その際、既設鋼製高欄をコンクリート高欄に変更した。

一方、連結桁（橋長44.820m）結合では、既設本線桁（3径間連続鋼床版箱桁）への荷重増加による主桁応力度超過量を「既設橋梁の耐荷重照査実施要領（案）〈改訂版〉」（平成6年4月）の手順にて全断面を照査した。その結果、全断面にて上記要領（案）の照査式1.0以下となった。また、許容応力度レベルにて3断面に応力超過があったが最大5%程度であったため、解析時の付帯荷重余裕分や過去事例を勘案し断面補強しないこととした。



写真-2 既設本線桁の結合仕口

## 8. 架設計画

本工事の工事敷地内外では、発注者の異なる湊町リバープレイス・高速道路工事・河川工事・地下通路工事・周辺道路整備工事など、さまざまな工事が輻輳して実施された。

そのため、建築JVにおける鉄骨建方タイミングおよび下部工事完了時期と桁架設時期・箇所が錯綜する等さまざまな問題があり、日々綿密な調整を行った。以下にその概要を示す。

- ① 本工事の逆正八角錐形のオーバーハングした建物のオーバーハング部の建方開始までに入路ONランプおよび入路PAランプの架設を完了させた。
- ② 曲率半径の厳しい線形形状故に、ONランプおよびOFFランプにおいては、側床版を除く1BOX断面の最大幅が9mにおよんでいる。そのため、工場からの輸送限界幅（最大3.5m）確保のため、コの字型の半割れ形状の桁ブロックとして輸送している。したがって、写真-3に示すように2~3ピースを現場にて予め1BOX形状に地組立し、最大360tonの大型クレーンにてブロック架設する工法で工期短縮を図った。
- ③ オーバーハング部鉄骨建込み位置と隣接する供用中の本線3径間連続鋼床版箱桁（15号大阪堺線）とは直線水平距離にして5m程度しか離れていない。そのため、供用路面上への飛来落下物に対する安全対策のためゴルフ場で使用する防護ネットを仮設置し、鋼床版側面の耳桁にネット用支柱の転倒防止材を設置した。
- ④ 建築本棟の建方が進むと計測基準点が見通せず、位置確認ができなくなるため周辺ビル屋上数カ所に建

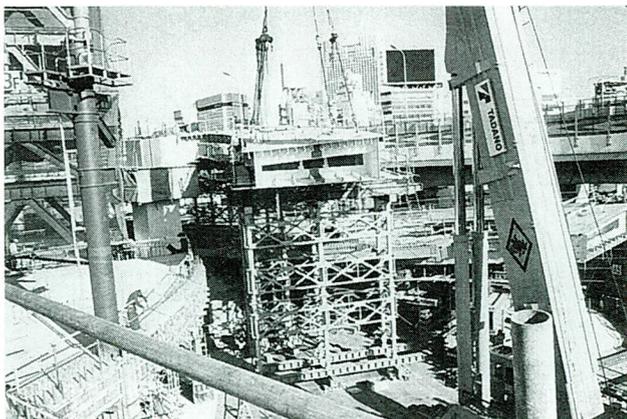


写真-3 ランプ桁地組後の一括架設状況

築との共通のGPS既知点およびベンチマークを設置し3次元精度管理を行った。

- ⑤ 桁および橋脚の塗装は工場塗装を基本とし、部材接合部のみを現場塗装として工程短縮させた。上塗り色は近隣のOCATと同一色を採用した。
- ⑥ 建築建方開始前に脚基部のコンクリート根巻を完了させる必要が生じたため、その後の桁精度管理レベルに大きな影響があった。

## 9. 立体道路制度の概要

都市部における高速道路整備は、それを上回るスピードで都市化が進み、都市の過密化により道路空間の確保はますます難しくなっている。建設用地取得に際しては、土地所有者の現住地活用計画、代替地の取得難に加え、地価の高騰、地域分断などによりなかなか新しい道路事業が進められないまま道路渋滞は激化している。

さらに、都市空間の高度利用や高速道路建設と開発により地域社会を活性化するため「都市再生」が求められている。しかし、昭和の時代まで法律的には道路の上下空間に建物を建設することは、良好な市街地環境を確保するなどの観点から原則禁止されていた。道路法、都市計画法及び建築基準法でそれぞれ制限されており、許可は極めて限定的にしか認められていなかった。

そのため以前から「道路として利用する空間」と「建物として利用する空間」をお互い調整しあい、両者の併存を認めた利用しやすい新制度が望まれていた。

このような中、平成元年11月、道路の区域を立体的に限定し、それ以外の空間を自由に利用することを可能とした新しい制度「立体道路制度」が施行された。本制度は道路法、都市計画法、都市再開発法、建築基準法等における関係法律を改正し、道路と建築物等の一体整備を可能とする改正条文から成り立っている。

この制度を適用すれば、制限の一部が解除され、道路の上下空間に建物を一体的に整備することが可能となった。

都市計画道路区域のうち、建物の敷地として併せて利用すべき区域（重複利用区域）と建物建築が可能な上下の範囲（建築限界）を定めることにより、特定行政庁の認定を得て道路内でも建物建築が可能となり、市街地環境に配慮した建物と道路の一体的整備と相互の機能向上が推進できるようになった。[ただし、立体道路制度が適用される道路は、自動車のみの交通の用に供する道路

またはこれに準じる道路（特定高架道路等）に限られ、一般道路には適用されない（通達）]

さらに、平成12年5月に都市計画法及び建築基準法の一部が改正され、都市計画に道路等の都市施設を整備する立体的な範囲を定めることが可能となり、道路等の整備に支障が生じないことが明らかな建物の建設に係る規制が緩和された。また、建築基準法上の道路に地下におけるものが含まれないことが明文化された。

この法改正と立体道路制度を組み合わせることで、都市部においては道路と建物との一体整備をより進めやすい環境が調った。

構造的に道路と建物が一体整備される場合、建物側が道路部分を支える形式となっているものを「道路一体建物」といい、建築物の柱や梁に道路部分が載っている形式が一般的である。湊町南出路・湊町北出入路・りんくうタウンがこの形式にあたる。

「道路一体建物」では、道路の権原としては、土地については共有持分、建物については建物の所有者と結ぶ道路一体建物に関する協定に基づき使用する権利を取得する。この協定は、法律上特別な扱いがなされ、新たに建物の所有者となった者に対しても効力を有する。また、管理方法も協定の内容に盛り込むことになる。

## 10. 道路空間の立体複合利用事例（阪神高速道路公団）

①～③は立体道路制度施行以前の整備事例

④～⑦は立体道路制度施行後の整備事例

### ① S字橋（大阪池田線）

大阪の朝日新聞社ビルの中を阪神高速道路が貫通している。現在道路上空は体育館として道路の下は業務・配送施設として利用されている。昭和40年代に既に都市部の道路建設制約を見事にクリアーした立体複合施設として先駆的な事例である。

建築主体：朝日新聞社

### ② 船場高架橋（東大阪線）

船場は大阪市街中央部、東区・南区にまたがる商業・金融の中心地で、道路とビルを一体化した船場ビルがある。道路用地に地上4階地下2階のビル10棟を建設し、その中に地権者が入りビルの上には都市計画街路（築港・深江線）+阪神高速道路の12車線を通して

いる。

建築主体：(株)大阪市開発公社

### ③ 木津市場・新川商店街地区

木津市場に地上2階ビルの上に高速2車線を通して

いる。

建築主体：(財)阪神高速道路協会

### ④ 梅田出口（11号大阪池田線）

1992年供用開始 分離構造

高速道路出口を民間事務所ビルの中（5～7階部分）を貫通している。道路の権原としては区分地上権を設定していたため、道路とビルは構造的に分離している。

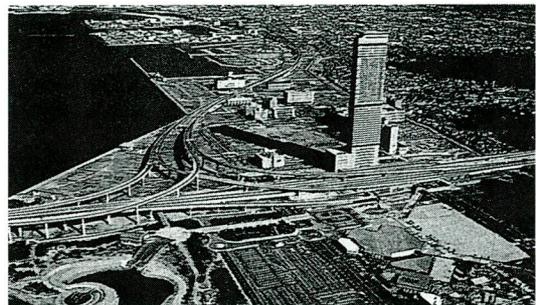


### ⑤ りんくうジャンクション（4号湾岸線）

1994年供用開始 道路一体建物

道路一体建物としてはわが国初のケースで、湾岸線と日本道路公団の関西空港自動車道の整備と併せて、その高架下空間を利用して大阪府が道路一体建物を整備した。道路の権原は共有持分を取得している。

建築主体：大阪府



### ⑥ 湊町南出路（15号大阪堺線）

1996年供用開始 道路一体建物

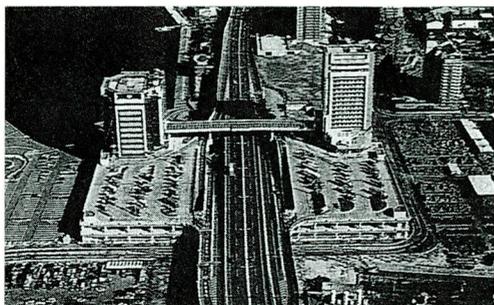
OCATと一体整備した高速道路出口。道路の権原は共有持分を取得。建築主体：(株)湊町開発センター



⑦ 泉大津パーキングエリア（4号湾岸線）

1996年供用開始

土地所有が建築したビルのフロアーを公団が区分所有しパーキングエリアとしている。道路の権原はビルの敷地部分の共有持分（区分所有権に伴う敷地利用権）を取得している。建築主体：泉大津港湾都市(株)



## 11. おわりに

プロジェクト実現のための協議課程において「土木技術者のもつ常識」と「建築技術者のもつ常識」に大きく開きがある部分のあることが明らかになった。（特に騒音・振動・線形計画・維持管理等の問題解決に際し）このため、建築・土木技術者間で互いに理解を深めるため、協議を繰り返し当初工程通り平成14年4月に供用開始することができた。今後、「渋滞解消」や「都市部における合理的な土地の高度利用」を実現する手法として立体道路制度の有効活用がますます重要視されると考えている。本報告が同種プロジェクト実現の参考になれば幸いである。

最後になりましたが、このような複雑な難工事を無事故・無災害で竣工できたことは、本工事の計画・設計・施工にあたり格別なるご指導をいただきました阪神高速道路公団大阪建設局・設計課・施設課の方々、大阪第二改築工事事務所の皆様ならびに関係各所のみなさま方にささえられたものであり、ここに深く感謝の意を表す幸いです。

### <参考文献>

- 1) トヨタ交通環境委員会：都市空間と道路づくり，平成元年8月
- 2) 建設省道路局 都市局 住宅局 立体道路制度研究会：立体道路制度の解説と運用，平成2年5月
- 3) 阪神高速道路公団 大嶋 昇：道路，pp.68～69，平成13年10月
- 4) 志村敦，渡辺一郎，尾上清治，他：建築技術，pp.12～50，平成13年6月
- 5) 阪神高速道路の立体利用：阪神公団ホームページリーフレット集
- 6) 大阪市経済局：大阪市主要プロジェクト集，平成11年1月

2003，1，28 受付

## グラビア写真説明

### 常新荒川B

「つくばエクスプレス」は平成17年度開業をめぐり首都圏新都市鉄道(株)を事業主体とし、日本鉄道建設公団が建設を進めている、都内の秋葉原を起点とし、埼玉県、千葉県を経て茨城県つくば市に至る延長約58kmの都市高速鉄道新線です。荒川橋梁は足立区内の荒川をまたぐ橋長448.05mの複線3径間連続鋼床版下路トラス橋です。耐候性鋼材に景観塗装を採用し景観へ配慮しています。中央景観192.850mは完成すると鉄道単独トラス橋梁としては、日本で最長となります。

(久留宮)

# 波形鋼板ウェブ橋の継手部および首溶接部の疲労耐久性に関する研究

## Study on the Fatigue Durability of Welded Joints in a Corrugated Steel Web Bridge

岩下 宏\*<sup>1</sup> 山下 久生\*<sup>1</sup> 能登 宥 愿\*<sup>2</sup>  
Hiroshi IWASHITA Hisao YAMASHITA Hiroyoshi NOTO

### Summary

A corrugated steel web bridge, which is superior to a conventional PC box bridge in terms of easy construction and cost reduction, is being constructed widely in Japan. In conventional joint structure of this type of bridge, the lap joints with scallops are used in webs and two corrugated steel webs are welded by boxing. However, boxing joint is inferior in weldability and its fatigue strength could be degraded by stress concentration. Therefore, the authors are proposed a new joint structure between web plates in a corrugated steel web bridge. In this study, cyclic loading tests were performed to determine the fatigue strength of the proposed joint structure in the corrugated steel web bridge.

キーワード：波形鋼板ウェブ、疲労亀裂、スカーラップ、すみ肉溶接

### 1. まえがき

近年、国内の橋梁建設においては、橋梁形式の合理化や建設コスト縮減などの観点から、従来のPC箱桁橋のウェブに波形鋼板を適用した波形鋼板ウェブ橋が注目されている。波形鋼板ウェブ橋は、①鋼板を使うことで死荷重が軽くなる②せん断座屈強度が高いので補剛材が省略できる③橋軸方向の伸縮性を活かしプレストレスを効率よく導入できる、などの特性を有する。

この橋梁形式は鋼とコンクリートの互いの利点を有効に活用した複合橋梁であることから、鋼部材とコンクリート部材との接合部に関する研究が進められている。さらに鋼部材どうしの接合部もまた、施工性とともな耐荷力・耐久性に優れた継手構造の開発が課題とされている。

ここでは、波形鋼板ウェブを有するPC箱桁橋のウェブ接合構造を提案し、溶接部疲労強度確認の載荷試験を行うものとする。

本試験の目的は、鋼部材どうしの接合における現場継手および首溶接の実験的検証であり、検証項目は以下の2点である。

- ①提案するウェブ接合部の疲労強度の確認
- ②波形鋼板ウェブと鋼フランジ溶接部の疲労強度の確認

### 2. 疲労試験の方針

まず実橋を想定した面内骨組解析、および3次元FEM解析により、主桁作用時・床組作用時の応力状態を確認の上、載荷荷重範囲を決定した。ここで想定するPC鋼波形ウェブ箱桁斜張橋を図-1に示す。次にウェブ接合部を有する試験体をモデル化したFEM解析により応力状態の確認を行い、繰返し載荷試験を行った。

載荷試験では、波形鋼板ウェブの面内載荷および面外載荷を実施した。面内載荷荷重は、実橋のウェブに発生するせん断応力（最大L活荷重～最小L活荷重の差による応力）と等価になるよう載荷した。また面外載荷荷重は、T活荷重3軸（6輪荷重=6×10tf）が、着目する継手部上下端のスカーラップまわし溶接部、および折り曲げ部の首溶接に最大の応力を与えるように載荷した。試験体はそれぞれ1体ずつ用意した。

なお試験体に亀裂が生じ、その後さらに発生する亀裂を観測する場合、先行した亀裂にストップホール、または補強を行って繰返し載荷試験を続行させるものとした。

\*技術本部技術開発部技術開発課

\*技術本部技術開発部部長

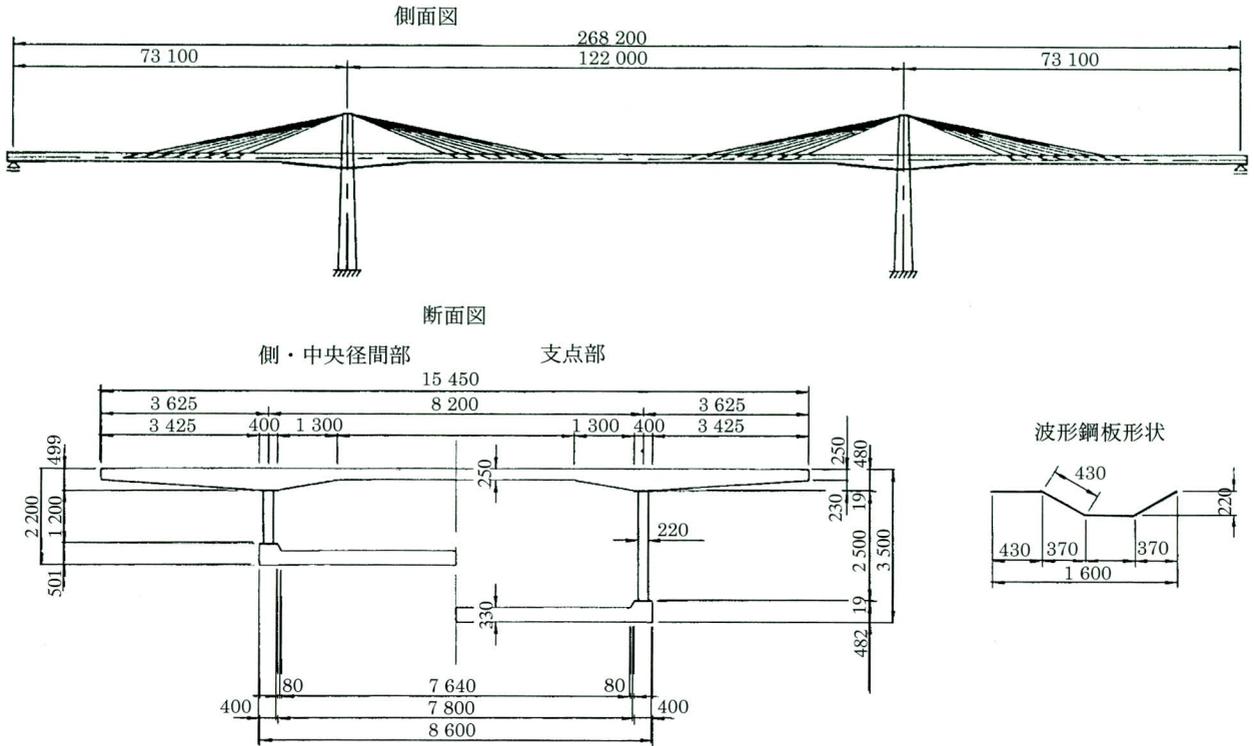


図-1 実橋モデル図



図-2 継ぎ手形状図

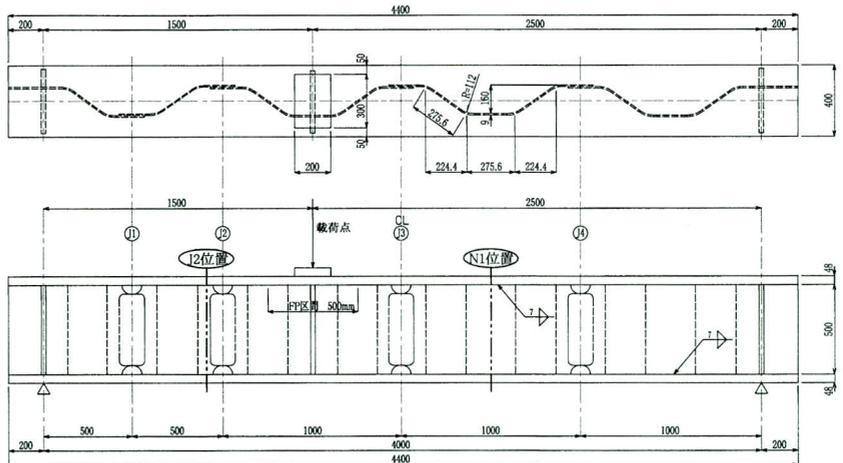


図-3 面内試験梁モデル図

### 3. 提案する波形鋼板ウェブ接合部の概要

波形鋼板ウェブの現場継手に関して、疲労耐久性向上を図る溶接継手構造の一提案形式を図-2に示す。現場施工の省力化を考慮して、波形鋼板を重ね合わせ、すみ肉溶接により接合する構造とする。その際、側面すみ肉溶接の始末端はスカーラップ内に入れず、同一面内にビード始末端を設けるものとする。この構造を提案した背景について以下に記す。

- ①すみ肉溶接のルート部や止端部は大きな応力集中が生じる。さらに鉛直方向に長い溶接は、上下端に応力が集中する。
- ②上下端のすみ肉溶接がスカーラップ内に入ると、溶接を一方から連続させることが不可能となり、断続部ができる。
- ③この断続部は溶接施工上難しい箇所であり、かつ応力集中によって疲労強度上弱点になる。

## 4. 面内曲げ試験

### (1) 試験概要

梁モデルの縮小試験体に鉛直方向の繰返し荷重を載荷して、提案するウェブの重ね継手の疲労強度を検証する試験を実施した。

ウェブ高500mmかつ支間長4mの、単純梁モデルの試験体と波の形状を図-3に示す。上下フランジはPC床版に代えて剛度的に等価な $t=48\text{mm}$ の厚板を使用した。また添接部は4箇所配置した。

### (2) 荷重範囲と荷重載荷位置

荷重範囲は、実橋における載荷条件を想定し、活荷重によるせん断応力範囲 $29\text{MPa}$  ( $300\text{kgf/cm}^2$ ) に合わせるのを基本とした。

荷重載荷位置は、梁支間の中央から橋軸方向に500mmシフトさせるものとして、荷重載荷位置～支点間が広い

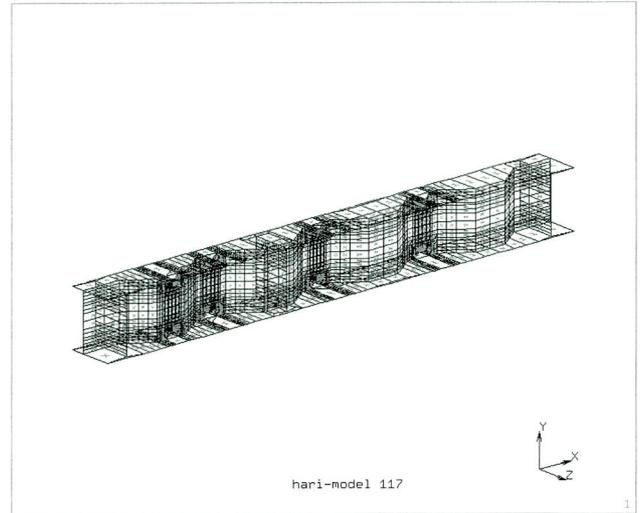


図-4 解析モデル図

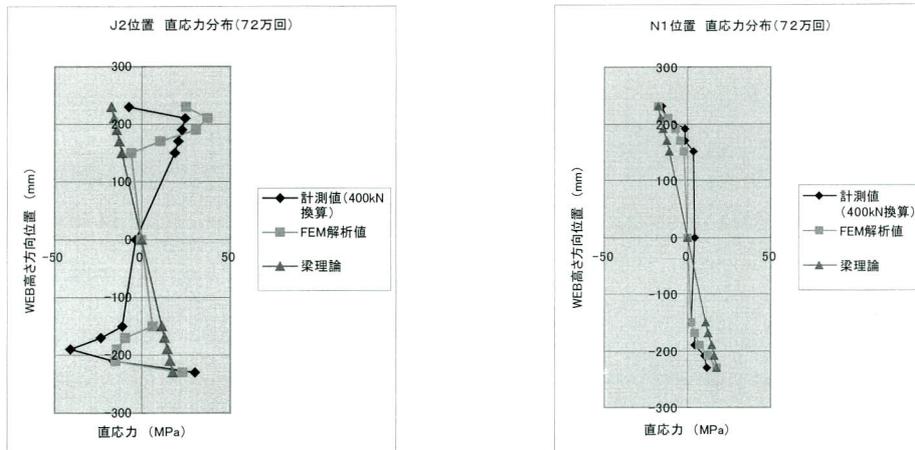


図-5 直応力分布 (J2, N1位置は図-3を参照)

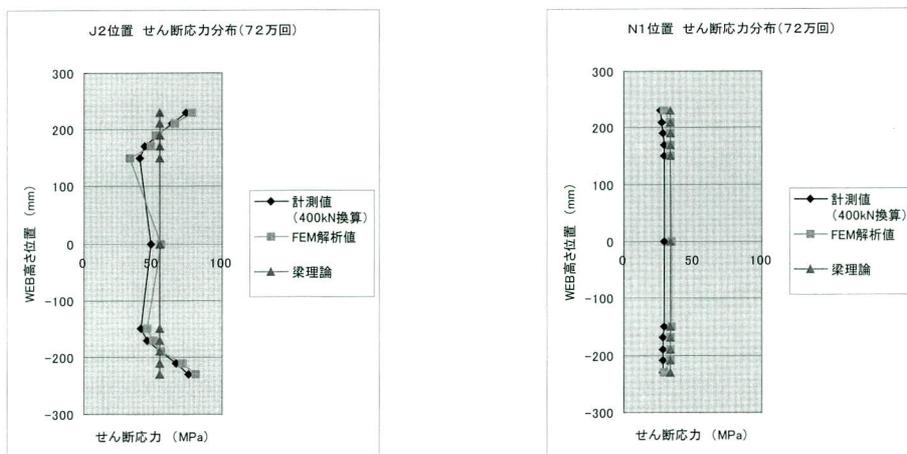


図-6 せん断応力分布 (J2, N1位置は図-3を参照)

2500mmの範囲で、公称応力によるせん断応力範囲が29MPaとなるように設定した。

以上、載荷荷重は最大荷重380kN、最小荷重20kN、荷重範囲360kNとし、載荷周波数は2.5Hzとした。

### (3) 試験体のFEM解析モデル

実験結果の検証を目的とするFEM解析の解析モデルを図-4に示す。FEM解析ソフトは汎用解析プログラムMARCを使用した。要素はすべてシェル要素を用いて、試験体を忠実に再現した。添接部のすみ肉溶接部もシェル要素とし、その板厚は溶接ビードののど厚と等しくした。

### (4) 静的載荷試験結果に見る応力分布

最大400kNまで静的荷重を載荷した場合、添接部J2と一般部N1（図-3参照）における、直応力およびせん断応力分布を図-5~6に示す。

波形鋼板ウェブは、直応力がほとんど発生しないとされている。本試験においても、ウェブの大部分では計測値・FEM解析値とも直応力の発生はほとんど無い。しかしフランジ近傍、すなわちウェブ高500mmのうち上下端それぞれ100mm程度の範囲では、直応力が発生している。また計測値とFEM解析値の高さ方向の応力分布は、ほぼ一致している。

FEM解析結果によると、添接部J2において、上フランジ側のスカーラップ周辺は荷重載荷点側が圧縮、支点側が引張である。下フランジ側のスカーラップ周辺は逆に荷重載荷点側が引張、支点側が圧縮である。

一般部N1では、上フランジ側が圧縮、下フランジ側が引張という妥当な分布となっている。また、フランジ近傍では値自体も梁理論による計算値とよく一致している。

せん断応力についても、計測値とFEM解析値はよく一致している。梁理論による計算値とも添接部の無い一般部N1では、一致している。添接部J2では、スカーラップ

の影響によりウェブ上下端でせん断応力が増加していることが分かる。このモデルでの影響範囲は、ウェブ高500mmに対して直応力の場合と同じく上下フランジから100mm程度である。ウェブ中心位置では梁理論による計算値と一致している。

主ひずみ分布によると、添接部J2では上側スカーラップの支点側では引張ひずみが大きく、下側スカーラップの支点側では圧縮ひずみが大きくなっている。一般部N1では、上フランジ側では圧縮ひずみが大きく、下フランジ側では引張ひずみが大きくなる通常の梁での分布となっている。また、上下フランジから離れたウェブの大部分では、引張・圧縮ひずみの絶対値が近くなりせん断力が卓越している傾向がわかる。

### (5) 試験経過

荷重範囲は360kNで、途中磁粉探傷試験による亀裂調査、静的載荷試験を行いながら繰返し載荷回数を重ね、340万回で試験を終了した。本試験体に発生した損傷は、3タイプに分類できる（図-7）。また、全体損傷状況を図-8に示す。

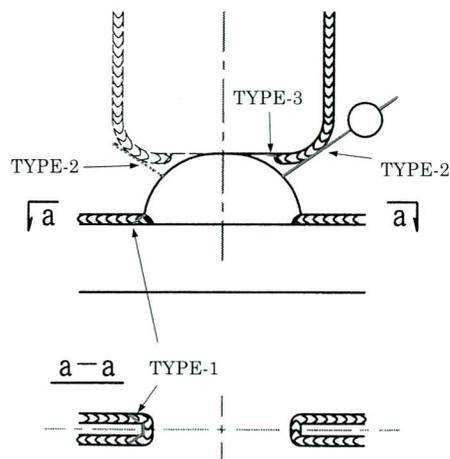


図-7 損傷TYPE図

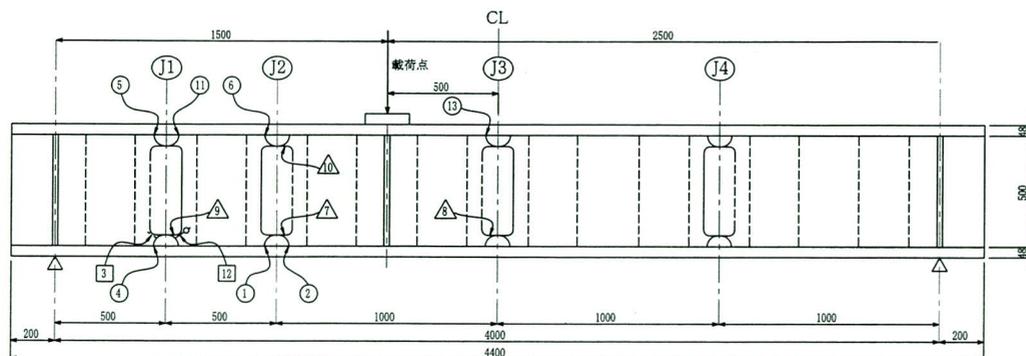


図-8 全体損傷状況

○：損傷TYPE-1  
□：損傷TYPE-2  
△：損傷TYPE-3  
数字は、損傷を発見した順序を示す。

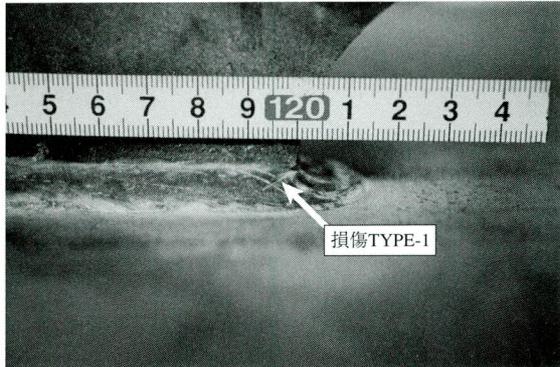


写真-1 TYPE-1損傷部 (図-8 ② 301万回時)

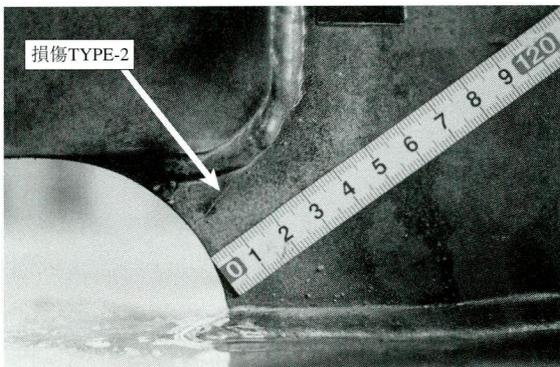


写真-2 TYPE-2損傷部 (図-8 ② 301万回時)

1) TYPE-1: スカーラップまわし溶接ビードの亀裂と進展 (写真-1参照)

- ① スカーラップのウェブ側止端部から発生する。
- ② 発生点からフランジ方向に進行した。

2) TYPE-2: 添接下側コーナー部の亀裂と進展 (写真-2参照)

- ① ウェブの添接下側コーナー部から発生した。  
このタイプの亀裂は、本試験では2箇所いずれもJ1下部に発生した。
- ② スカーラップ方向と、ウェブ中心方向へそれぞれ進行した。

3) TYPE-3: 添接部溶接ビード始末端部の異常

外見上、磁粉探傷による目視では亀裂の発生は確認できていないが、磁粉液が息を吹いているのが確認された。最も早かったJ2下側で、125万回到達時に確認したが、本試験を終えた340万回まで外見上の変化は無かった。さらに溶接ビード始末端部を切り出し断面を検査したが、損傷は確認できなかった。

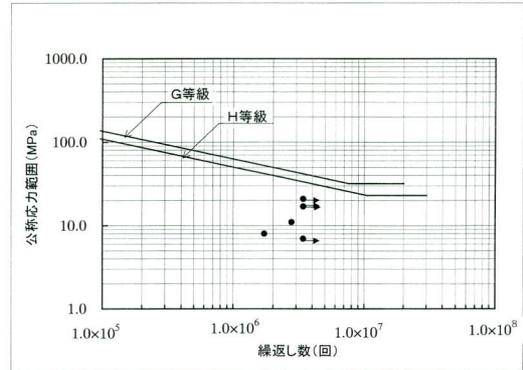


図-9 TYPE-1 S-N曲線図1

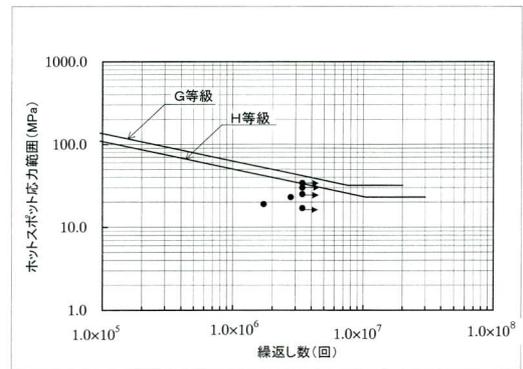


図-10 TYPE-1 S-N曲線図2

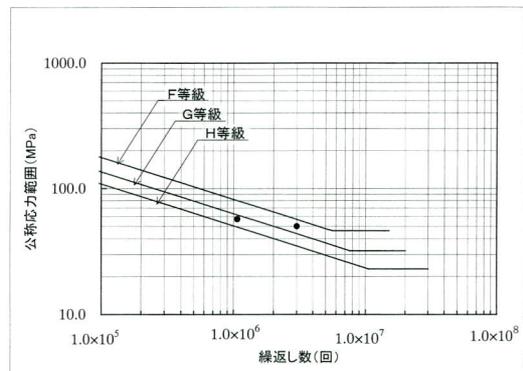


図-11 TYPE-2 S-N曲線図1

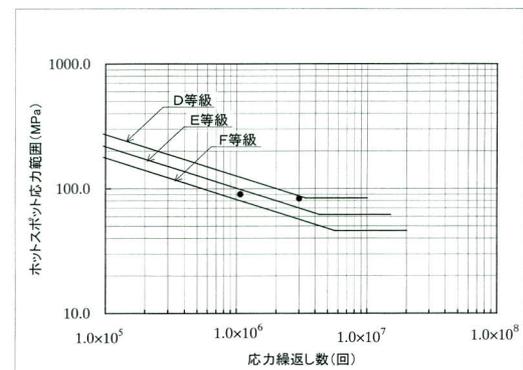


図-12 TYPE-2 S-N曲線図2

## (6) 面内曲げ試験結果による疲労強度の評価

試験結果による損傷のタイプ別、すなわちTYPE-1, 2についてS-N曲線図を用いて疲労強度を評価する。疲労試験結果によるS-N曲線図を図-9~12に示す。

### 1) TYPE-1: スカーラップまわし溶接部の亀裂

スカーラップ部が疲労強度上、弱点になることはよく知られている。本試験においても、損傷箇所が多くあらわれた。ここでは、亀裂の長さが10mmに達した時点でのデータを集計する。公称応力範囲は、FEM解析結果による値を用いた。また局部応力の影響をホットスポット応力<sup>1)</sup>としてまとめた。ここでは、溶接止端から4mmと6mmの点で外挿する方法を用いた。

公称応力にて集計した場合には、H等級にすべて達しておらず、ばらつきも大きい(図-9)。スカーラップによる断面欠損の影響で応力集中が発生し、直応力分布が複雑になり、かつせん断応力の影響も大きいと考えられる。I型断面主桁のスカーラップ部に関する既往の実験<sup>2)</sup>では、亀裂はフランジ側溶接止端部から発生し、溶接ビード上をフランジ方向に進展していた。I桁のために、上下フランジが全体的に薄くスカーラップ左右でフランジの曲げの影響が大きい、本試験の波形鋼板ウェブの場合は、PC床版相当のフランジに一体化されているため直接ウェブに影響が及んだと思われる。

なお、ホットスポット応力によりまとめた場合でも、H等級を下回る箇所が2箇所あった(図-10)。その他の4箇所は、最終荷重回数340万回到達時においても10mmに達せず、参考値として矢印をつけてプロットした。

以上の結果は、今回参考にした設計応力の約1.7倍の応力が作用する範囲(図-8で示す荷重載荷位置の左側)で亀裂の大部分が発生している。しかし実施設計応力レベルの作用する範囲(図-8で示す荷重載荷位置の右側)では、図-8③に示す1箇所、310万回時に6mmの長さで発見したが、340万回の試験終了時まで、これ以上進展しなかった。

### 2) TYPE-2: 添接下部コーナー部ウェブの亀裂

直応力を受けるすみ肉溶接による重ね継手の疲労強度はH等級となっている<sup>3)</sup>。本試験においても、FEM解析値を公称応力としてまとめた場合、H等級を満たし、さらに2箇所のうち1箇所はG等級をも上回った(図-11)。またホットスポット応力でまとめた場合、F等級を満足

する結果となった(図-12)。

このTYPE-2の損傷も設計応力レベルの範囲(図-8で示す荷重載荷位置の右側)では1箇所も発生せず、設計応力の約1.7倍となる範囲(図-8で示す荷重載荷位置の左側)での発生のみであった。しかしながらスカーラップまわし溶接部と同様、重ね継ぎすみ肉溶接部においても不良箇所が出ないように十分慎重に溶接を行う必要があると思われる。

## 5. 面外曲げ試験

### (1) 試験概要

波形鋼板ウェブで支持した床版モデルの縮小試験体に鉛直方向の繰返し荷重を載荷して、上フランジとウェブの首溶接の疲労強度を検証する試験を実施した。

ウェブ高500mmかつ支間長2mの、2主桁を有する床版モデルの試験体と波の形状を図-13に示す。上フランジは剛性の高いPC床版を想定した $t=37\text{mm}$ の厚板を使用した。

添接部は、支間中央から橋軸方向に500mm離すものとした。この構造決定に際して、支間中央にウェブ現場継手を設ける場合と設けない場合それぞれのFEM解析モデルを作成し、解析によってひずみ分布を得るものとした。FEM解析モデルを図-14に示す。その結果、最大・最小主ひずみは、支間中央のウェブ現場継手の有無に関係無く、ウェブの折り曲げ部付近に発生するのを確認した。従って、本試験では支間中央にウェブ現場継手を設けず、ウェブ折り曲げ部における首溶接の疲労特性に着目するものとした。

### (2) 荷重範囲と荷重載荷位置

本試験の荷重を決めるために、実橋を考慮したFEM解析を行った。解析モデルは図-15に示すように対称性を考慮し1/2モデルとした。また桁高は2.5mとし、10tfの車両荷重を静的載荷した場合の、板曲げを除く応力度を算出した。

以下に、FEM解析結果による波形鋼板ウェブの鉛直方向の応力度を記す。

引張応力最大値: 28.5MPa (291.1kgf/cm<sup>2</sup>)

圧縮応力最大値: -34.8MPa (-354.5kgf/cm<sup>2</sup>)

これらの応力度は、疲労に関しては小さいと評価できる。そこで本試験では、①着目する首溶接部には直応力よりも板曲げ応力が卓越すると考えられ、②縦方向のす

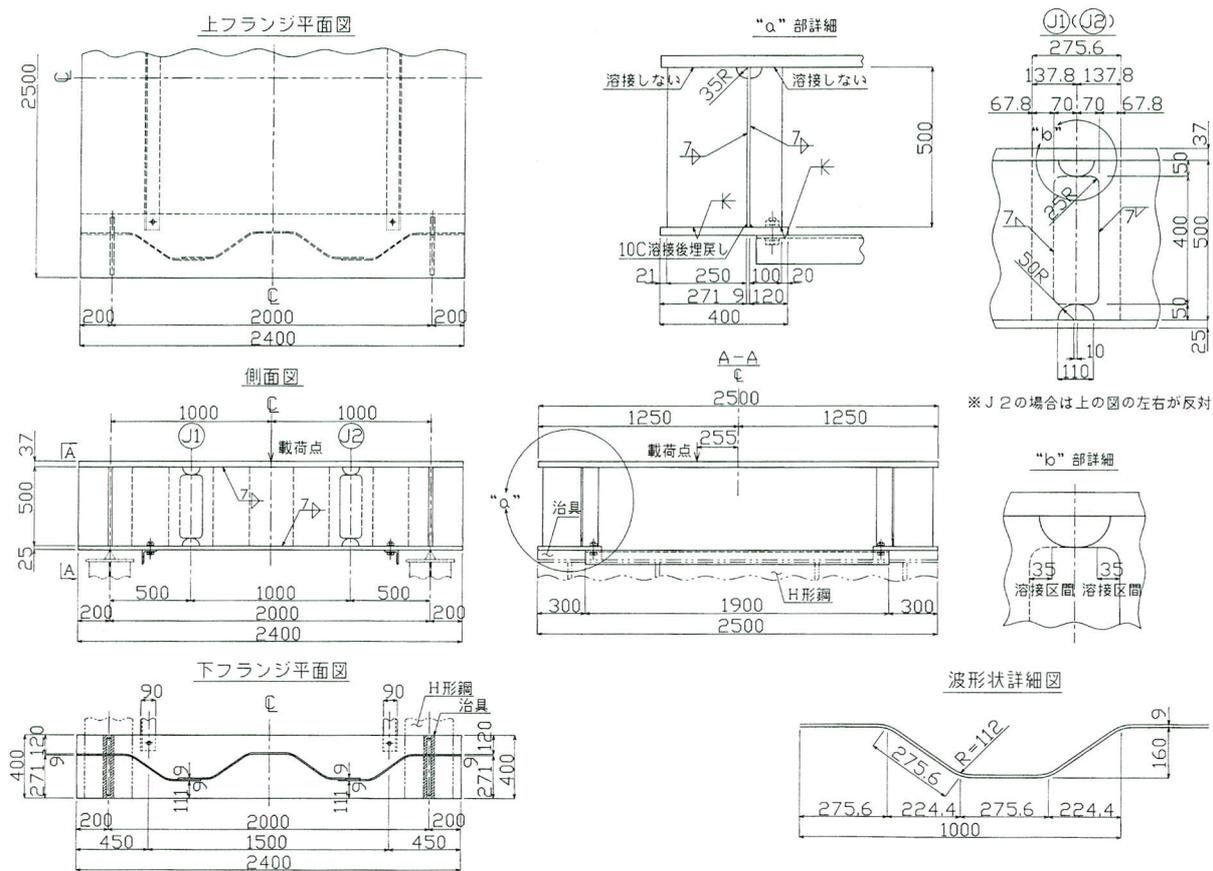


図-13 面外試験 床版モデル図

み肉溶接継手の疲労強度がD等級<sup>3)</sup>であることを考慮して、首溶接近傍に発生する鉛直方向の応力度を100MPaに合わせるものとした。

荷重載荷位置は桁間中央から255mm偏心させ、2枚のウェブそれぞれに異なる繰返し応力を発生させるよう設定した。ここでは安全率を1.4と設定して、一方のウェブの首溶接部近傍に100MPa程度の応力を、もう一方に140MPa程度の応力が発生するように設定した。

以上、載荷荷重は最大荷重130kN、最小荷重10kN、荷重範囲120kNとし、載荷周波数は4Hzとした。

### (3) 静的載荷試験結果に見る応力分布

130kNまで静的載荷した場合の、ウェブ支間中央における長手方向および鉛直方向の応力分布を図-16に示す。また、ウェブ折り曲げ部における鉛直方向の応力分布を図-17に示す。便宜上、荷重載荷点に近いウェブをL-WEB、他方をR-WEBとする。また床版支間側の面を内面、他方を外面とする。

図-16より、支間中央のウェブ外面における計測値と

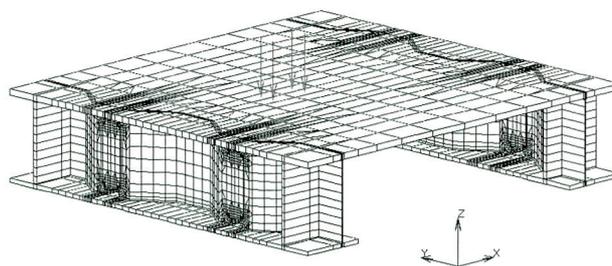


図-14 解析モデル図  
(すべてソリッド要素を使用)

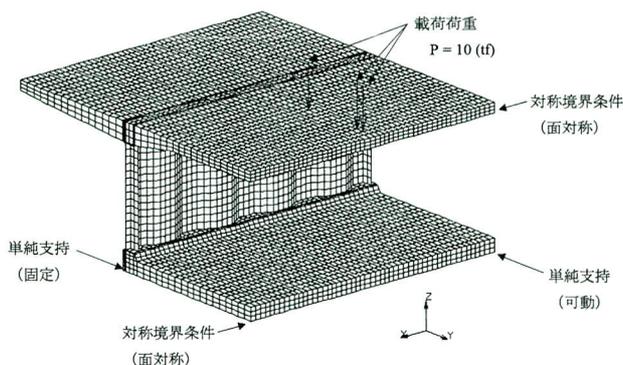
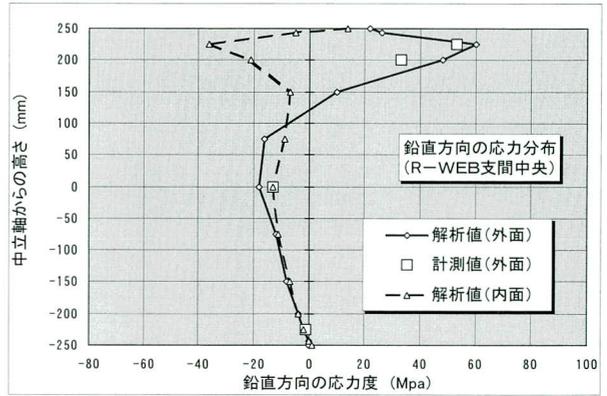
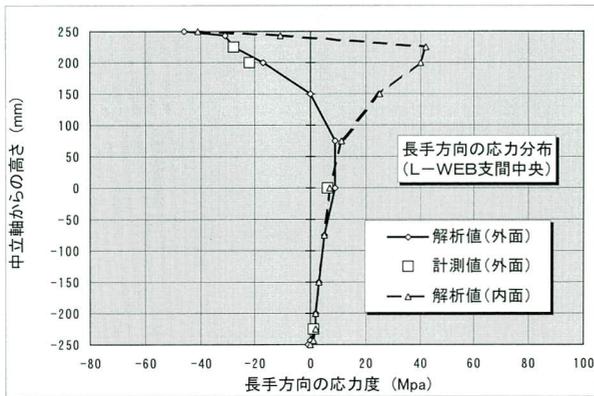
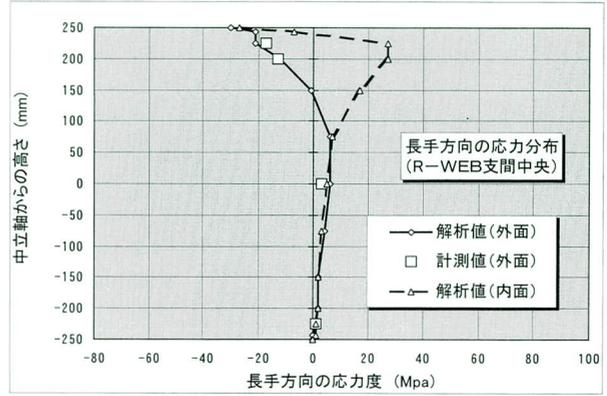
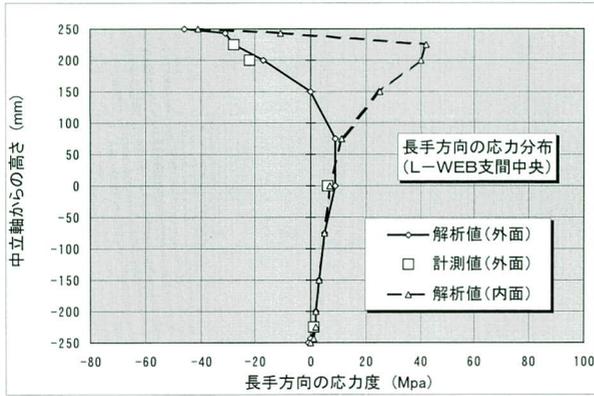
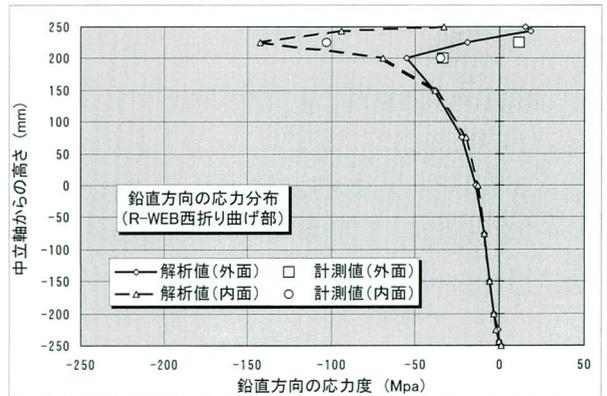
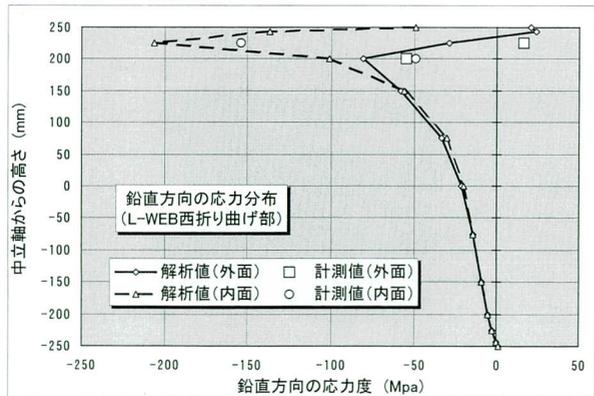
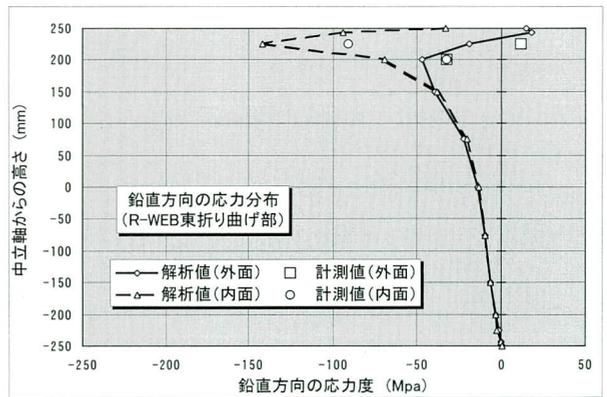
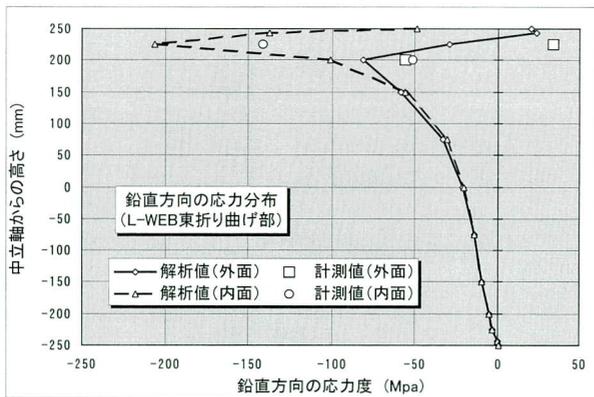


図-15 実橋を考慮したFEM解析モデル図  
(床版はソリッド要素、ウェブはシェル要素を使用)



図一六 支間中央における長手方向および鉛直方向の応力分布 (左がL-WEB、右がR-WEB)



図一七 折り曲げ部における鉛直方向の応力分布 (左がL-WEB、右がR-WEB)

FEM解析値はよく一致している。図-17は、各ウェブに設けた支間中央付近の折り曲げ部2ヶ所（東・西とする）において、所要の圧縮応力が生じているのを示す。計測値と解析値は、多少誤差があるが傾向は一致している。

支間中央における鉛直方向の応力に着目した場合、ウェブ最上部付近の外面には引張りずみ、また内面には圧縮ひずみが生じている（図-16）。

これらは波形鋼板ウェブの鉛直方向に高い剛性のため、面外荷重による上フランジの回転が拘束され、ウェブ最上部に局部的に板曲げ応力が発生したものと考えられる。

また、折り曲げ部における鉛直方向の応力は、ウェブ内面の圧縮応力が支間中央と比較し3倍以上となっている（図-17）。

#### (4) 試験経過

試験開始後64万回到達時に、L-WEBの折り曲げ部で、首溶接にビード止端亀裂を発見した。亀裂はウェブ側止端部・フランジ側止端部共に発生した。

95万回到達時にはもう一方のL-WEB折り曲げ部で、さらに155万回到達時にはR-WEB折り曲げ部で、ウェブ側止端亀裂を発見した（図-18）。

200万回に到達したが、もう一方のR-WEB折り曲げ部が健全だった。そこで荷重載荷位置を中心に移し、該当部分における鉛直方向の応力範囲を上げ、亀裂発生を促進したが、269万回到達時点で試験を終了した。外観にお

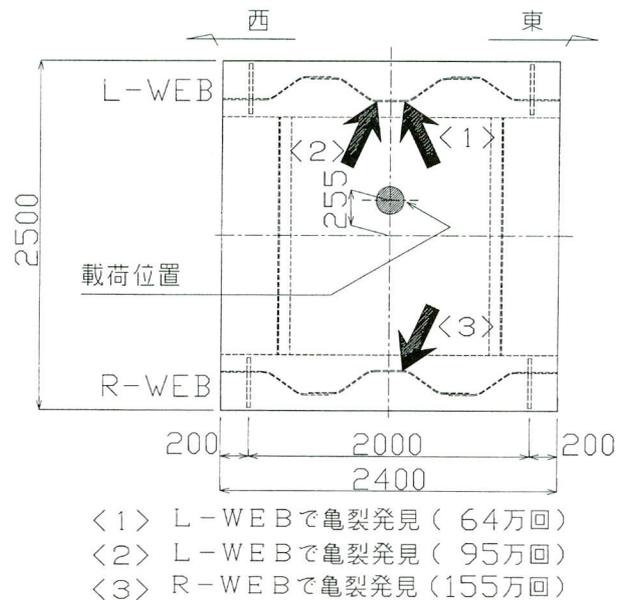


図-18 亀裂発生順序の説明図

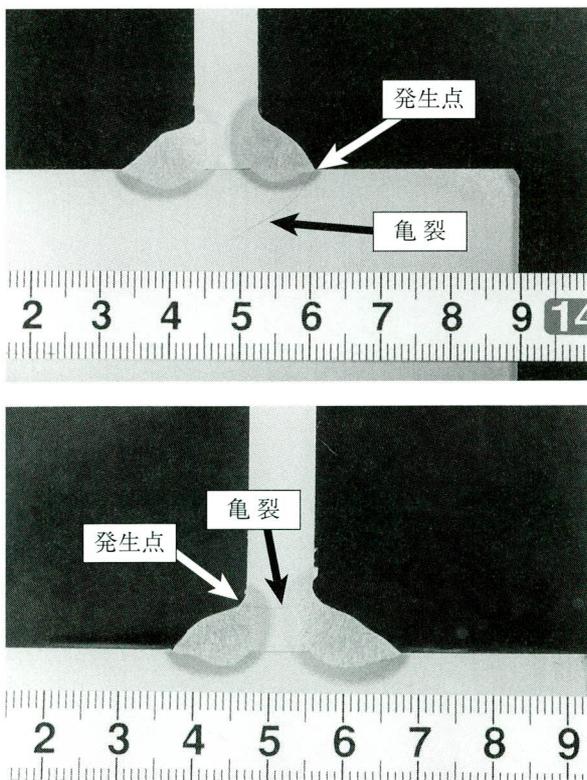


写真-3 マクロ試験における亀裂進展状況  
(上：フランジ内部 下：ウェブ板厚方向)

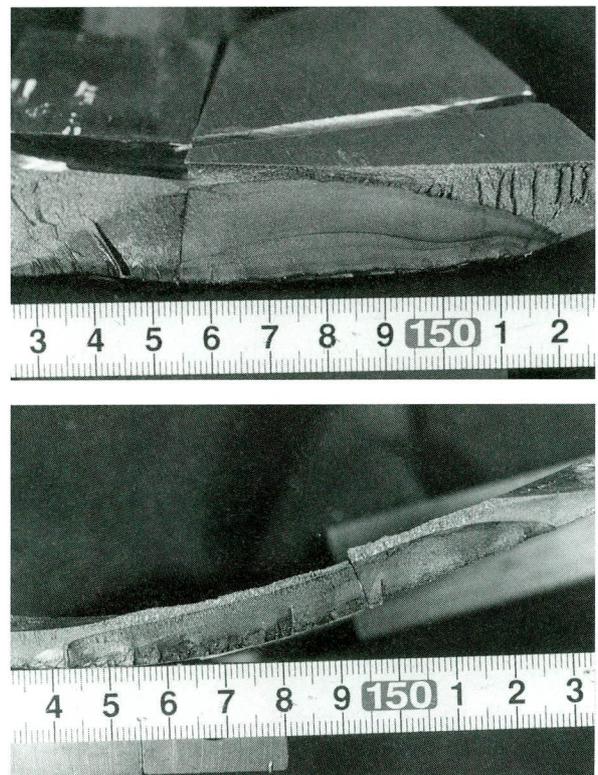


写真-4 採取した亀裂破面の一部  
(上：フランジ内部 下：ウェブ板厚方向)

いて最も進展が速い亀裂は、1万回あたり0.33mmだった。

ひずみ実測結果より、亀裂発生に伴い、首溶接における繰返し応力範囲は徐々に減少していた。これを鉛直方向の力によって生じる鉛直方向のひずみと、ウェブに対し面外方向からの力によって生じる曲げひずみとに分解したところ、曲げの成分が、鉛直方向の成分と比較してより低下していることが確認された。

繰返し载荷試験終了後、マクロ試験を実施した（写真-3）。上フランジ止端部から発生した亀裂は、上フランジの中を斜めに進展した。一方ウェブ側止端部から発生した亀裂は、ウェブのほぼ板厚方向に進展した。

次に亀裂の破面を観察したところ、止端部側には表面の凹凸が多く亀裂の内部には少なかった（写真-4）。この凹凸はビード止端部における亀裂が数箇所発生し、隣り合う亀裂どうしが接した時に生じたものと推察される。

面外载荷におけるウェブ側溶接止端亀裂が、圧縮応力の繰返し作用下で生じた点に関しては、溶接後の残留引張応力の影響もあったと考えられる。

## 6. あとがき

2種類の疲労試験結果から得た項目を以下に記す。

(1)まず、単純梁モデル試験体を使用した面内载荷試験から、以下の項目を確認した。

- ①今回提案する、水平部の溶接をスカーラップの手前で止める形式は、溶接会合部に発生する亀裂を避けることとなり、疲労試験結果からも良い結果を得られた。
- ②スカーラップの溶接部は、各溶接部の中で疲労強度が最も低く評価されている。しかし、設計荷重時に生じる応力では亀裂が発生することがなかった。
- ③スカーラップの疲労亀裂は、形状的にウェブ板厚面とすみ肉溶接部が形成する交差面が鋭角になることに大きく起因している。疲労特性に関して弱点になり得るので、この点に注意した溶接施工を行いたいと考える。

(2)次に、2主桁試験体を使用した面外载荷試験から、以下の項目を確認した。

- ①亀裂は、すみ肉溶接の折り曲げ部が起点になっており、すみ肉溶接のウェブ側、フランジ側のどちらの亀裂も確認された。

外観において、最も進展が速い亀裂は1万回で0.33mmであった。

- ②首溶接における鉛直方向の応力範囲を140MPa程度に

設定した側のみならず、100MPa程度に設定した側からも亀裂が発生し、疲労特性を確認することができた。

- ③破面観察とマクロ観察を行い、発生点および進展状況を確認した。ウェブ側止端部に発生した亀裂は板厚方向に進展し、貫通によって応力分布に悪い影響を及ぼすと考えられる。したがって、折り曲げ部はスカーラップまわし溶接部と同様に、より慎重な溶接施工をするのが望ましいと思われる。

最後に本試験を行うにあたり、ご協力、ご助言を頂いた関係各位に御礼申し上げます。

## <参考文献>

- 1) 三木千寿、館石和雄、山本美博、宮内政信：局部応力を基準とした疲労評価手法に関する一考察、構造工学論文集、Vol.38A、1992.3
- 2) 南邦明、三木千寿、館石和雄：スカーラップを有する厚板I型断面桁現場溶接継手部の疲労強度、土木学会論文集、No.577、1997.10
- 3) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説、技報堂出版、1993.5

2003. 1. 15 受付

# 東京タワー地上波デジタル放送用送信所設置工事における 塔体補強および送信所鉄骨建方工事報告

## Reinforcement of the Tower Body and the Construction of a Transmitting Station Steel Frame for Ground-wave Digital Broadcasting on Tokyo Tower

松田 繁夫\*<sup>1</sup> 大矢 亮\*<sup>1</sup> 富谷 淳司\*<sup>2</sup>  
Shigeo MATSUDA Makoto OOYA Atsushi TOMIYA

### Summary

Tokyo Tower was completed in 1958 and is one of the world's most prominent towers as well as a source of pride in Japan. To start testing digitalized TV broadcasting, the addition of an antenna and transmitting station for digital broadcasting on the Tokyo Tower was decided. Because the digital antenna will be installed on the top of the tower (the height is about 250m from the ground), the additional load will lead to a lack of strength of the tower body during an earthquake and hence the reinforcement of the tower has been scheduled.

The authors have calculated to verify the seismic and wind resistant performance of the tower using the Japan Building Standards Law. As a result, it was judged that the support tower of a super-gain antenna on the top of the main tower has only marginal seismic performance and thus requires some reinforcement. For this reason, a seismic damper was attached to a horizontally fixed portion of the antenna support tower to decrease the horizontal force acting on the support tower and the top of main tower during an earthquake. This report describes the reinforcement of the tower body for adding the digital broadcasting antenna and the construction work of steel frame for the transmitting station.

キーワード：東京タワー，耐震レトロフィット，制震ダンパー

### 1. まえがき

東京タワーは1958年（昭和33年）12月に完成され、高さ333mを誇る世界でも有数の超高層タワーである。

完成から44年目を迎える現在でも、テレビ・ラジオはもちろん、今日ではケーブルテレビやインターネットの電波も発信しつづける、情報網の中核として重要な役割を果たしている。また、首都東京のランドマークとしても広く親しまれており、年間約250万人もの観光者が訪れる。（写真-1）

今回東京タワーは、テレビ放送のデジタル化にさきがけて試験放送を開始することとなり、デジタル放送用のアンテナと送信所を増設することとなった。

本文はこのデジタル放送用アンテナ増設に伴う塔体の補強と、送信所の鉄骨建方工事を報告するものである。

図-1に、デジタルアンテナと送信所の設置位置及び、塔体補強の部位を示す。

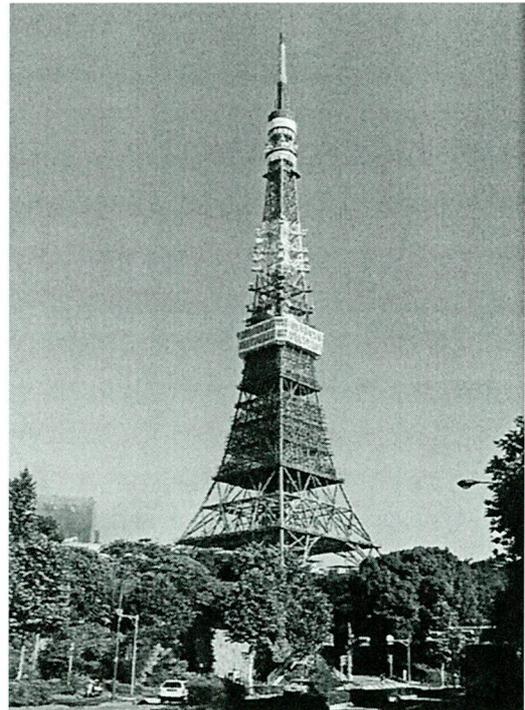


写真-1 東京タワー全景

\*<sup>1</sup>宮地建設工業(株)東京本店工事第二部

\*<sup>2</sup>宮地建設工業(株)東京本店計画部

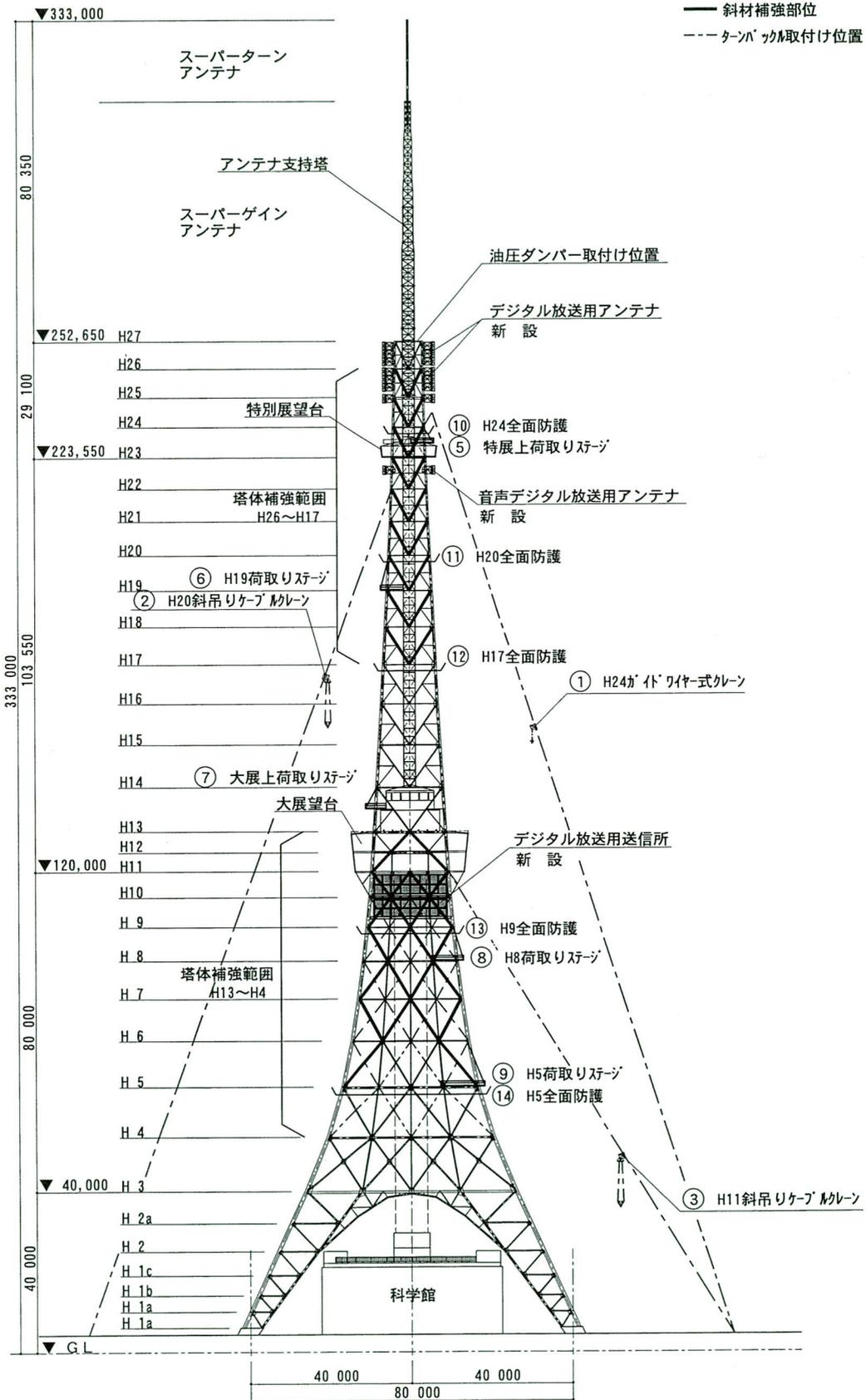


図-1 東京タワー全体図

## 2. 工事概要

### (1) 塔体補強

今回の工事では、タワー頂部（H25～H27）に約80tのデジタルアンテナが設置される。この増加荷重は、現在の頂部の重量の約8割に相当するため、タワー全体の振動特性、つまりは耐震性能及び耐風性能に大きな影響を与えることとなる。

また、建設以後、耐震、耐風設計基準が改定されてきていることもあり、東京タワーが現行の建築基準法で要求される耐震性能及び耐風性能を有することを今回の工事にあわせて検証することとなった。

検証の結果、デジタルアンテナ設置後の東京タワーは、地震時において転倒モーメントを負担する柱材は十分な余裕度を有するが、層せん断力を負担する斜材の余裕度が一部不足することが判明した。このため余裕度の不足する斜材を補強することとなった。補強方法を図-2に示す。

### (2) 送信所設置

デジタル放送用の送信所は、H10、H9面の2層に設置されることとなった。これは、送信所を下部のビル内に設置した場合、給電ロスが大きく、上記と比較してサー

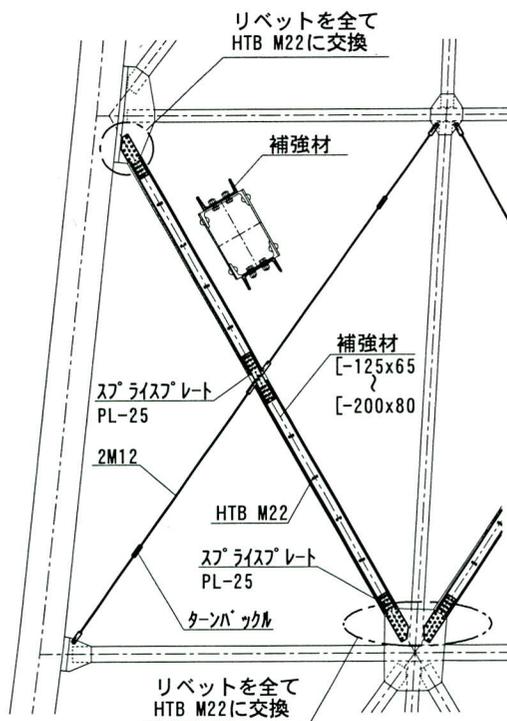


図-2 塔体保強方法

ビスエリアが半径約60kmから半径約50kmに狭まり、世帯数にして約100万世帯がサービスエリアから外れてしまい、これを補うためには中継所を数箇所設置する必要が発生するためである。

送信所の構造は、タワーの外面鉛直材と中央シャフト支持材の間に、H形鋼を架け渡して床組とし、壁面及び内装される放送用機械全ての荷重をこれに負担させる。

### (図-3)

外面鉛直材は、鉛直構面全体でトラス構造を形成しており、シャフト支持材もH3～H4間の巨大なトラス（T1トラス）に支持されているため、鉛直支持能力は十分に確保される。

また、この送信所の設置にあたり、従来よりH10に設置されていた警察庁の無線機室は解体、撤去されることとなった。

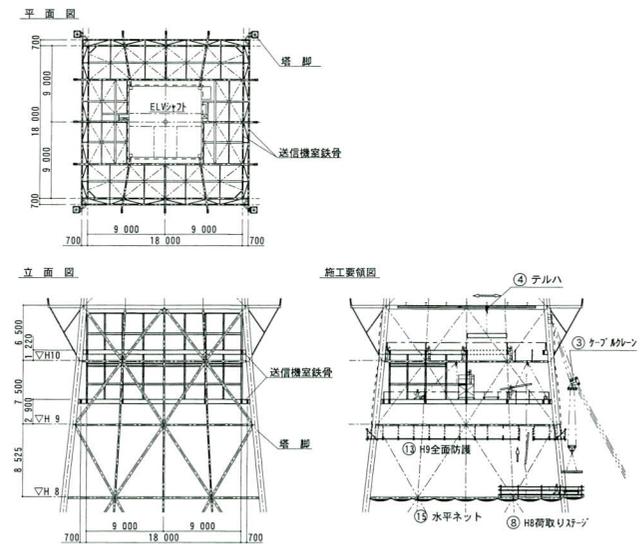


図-3 デジタル放送用送信所

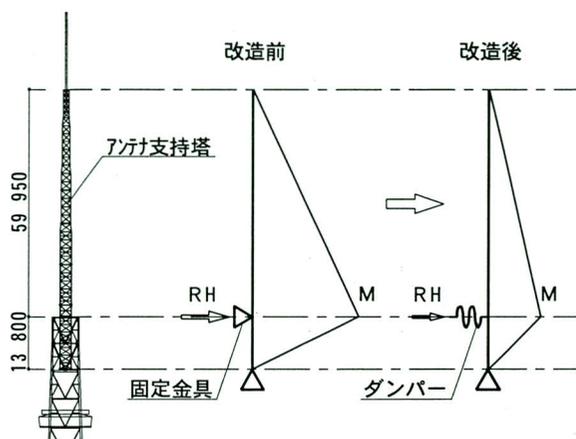


図-4 ダンパー取付け効果概念図

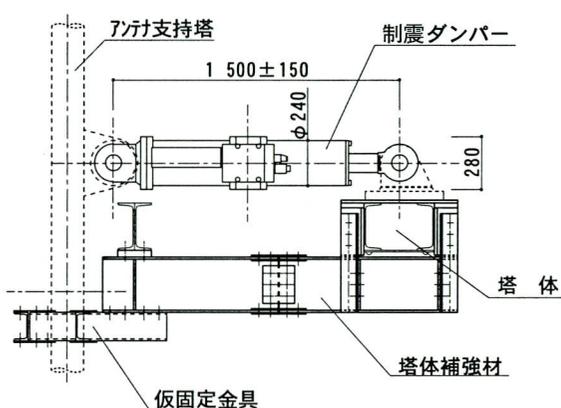
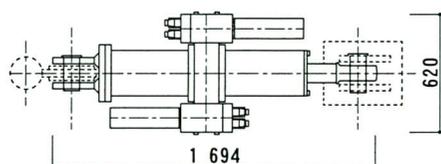


図-5 制震ダンパー形状図

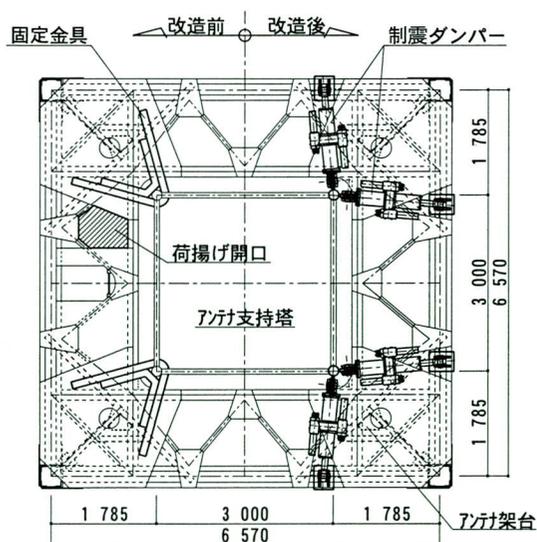


図-6 制震ダンパー配置図

### (3) H27制震ダンパー取り付け

東京タワーの最上部には、スーパーゲイン及びスーパーターンスタイルのアンテナが取り付けられている。この支持塔はアンテナも含めて約100tの重量を有する。前記した耐震性能及び耐風性能の検証により、このアンテナ支持塔は現行の建築基準法に対して、耐震性能の余裕度が少なく、なんらかの補強が必要と判断された。

しかし、このスーパーゲイン及びスーパーターンアンテナは常時電波を発信し続けているため、補強が困難であると予測された。そこで、支持塔の水平固定部分に制震ダンパーを取り付け、地震時に支持塔及びタワー頂部に作用する曲げモーメント及び水平力の低減を図ることとなった。(図-4)

この制震ダンパーは自動制御により、

通常時：ロック（固定）状態

地震時：300kNにてロック開放、バイリニア特性制震ダンパー

となる。また、強風時には外部信号（手動操作）によりロック状態を保つ機構となっている。

図-5に制震ダンパーの形状、図-6に制震ダンパーの配置図を示す。

## 3. 揚重設備及び仮設設備

今回の工事にて設置、使用した揚重設備及び仮設設備を次に示す。(他工事との共用分を含む) (図-1参照)

### (1) 揚重設備

- ①H24ガイドワイヤー式クレーン  
定格荷重：0.7t 揚程：222.8m
- ②H20斜吊りケーブルクレーン  
定格荷重：2.8t 揚程：185.9m
- ③H11斜吊りケーブルクレーン  
定格荷重：1.0t 揚程：93.2m
- ④H11、H10テルハ  
定格荷重：1.0t 揚程：20.0m

### (2) 荷取り込みステージ

- ⑤特別展望台上部
- ⑥H19面
- ⑦大展望台上部
- ⑧H8面



写真一2 塔体保強用足場組立て状況



写真一3 足場基部ベース金物

⑨H5面

(3) 落下防護工及び作業足場

- ⑩H24全面防護
- ⑪H20前面防護
- ⑫H17全面防護
- ⑬H9全面板張り防護
- ⑭H5全面防護
- ⑮各H面水平ネット
- ⑯塔体補強用棚足場

全面落下防護及び、作業足場は主に丸太材を使用して組立てを行なった。丸太材を使用した理由としては、

1) 電波障害対策

東京タワーは工事期間中も稼動し、常時電波を発信している。特にFMアンテナは、塔体内部に設置されており、塔体を補強するにはその近傍に足場を設置する必要があるため、電気絶縁性を持つ材料を使用する必要があった。

2) 騒音対策

東京タワーは観光名所の一つでもある。日中は展望台等のタワー各施設が通常営業を行なうため、足場の組立、鉄骨の取り付けは営業時間前の早朝4:00から9:00までの時間に限られてしまう。(夜間22:00から4:00までは、アンテナ等の整備、補修の作業に割り当てられている)現場付近は住宅地であるため、大きな金属音等の発生を極力抑える必要があった。

3) 飛来落下対策

単管パイプを使用した場合、その緊結にはクランプが使用される。取扱う部品が多いほど、飛来落下災害を引

き起こす可能性が大きくなる。使用する部材を極力減らすことを検討した。

電波障害及び騒音対策に有効な足場材として、FRP製の足場材の使用も検討されたが、単管パイプと同様に緊結にはクランプが必要であり、かつ、使用数量も膨大となるため、丸太材を使用することとした。

なお、送信所を設置するH9面の防護工のみ、全体の作業量も多いことから強固な全面板張り防護としたため、単管パイプを使用している。(H9面は、FMアンテナが設置されていないため電波障害の問題は無い。)また、作業用の棚足場の基部は、大きな強度が必要とされるため、溝形鋼を塔体にボルト固定して、そのベースとした。(写真一2、写真一3)

## 4. 施工要領

### (1) 塔体補強

塔体の補強方法は以下のとおりである。(図一2参照)

- ① 既存鉄骨(斜材)に溝形鋼を沿わせ、約750mm間隔で高力ボルトで縫い合わせる。
- ② 既存鉄骨の接合部のボルト及びリベットを取り外し、スプラインプレートにて既存鉄骨と補強材を連続させる。(写真一4)
- ③ 斜材の中間部にターンバックルを取り付け、緊張して斜材の座屈長を低減させる。(H4~H11間のみ、またH4はターンバックルのみ)

上記の補強を、塔体の内面と外面に行なう部位は、内面を先行して施工を行い、完了後、外面の施工を行なった。また、今回の補強工事はアンテナ取り付け後の耐震

性能の余裕度を向上させるものであるため、特に作業順序は問題にならないが、作業性やこの後のアンテナ取り付け工事を考慮して、

- ① H24～H26
- ② 特別展望台内部
- ③ H20～H23
- ④ H17～H20
- ⑤ 大展望台内部
- ⑥ H9～H11
- ⑦ H5～H9

の順序で施工をすすめた。なお、H4はターンバックルのみの補強となるため、以後の塗装工事の際にH3全面防護と足場を組み立てた後に施工を行った。

既存鉄骨への孔明けとリベットの抜取りには、超小型で軽量のポータブルマグドリル（携帯用磁気ボール盤）（写真-5）を使用して作業を行った。ポータブルマグドリルの仕様を表-1に示す。

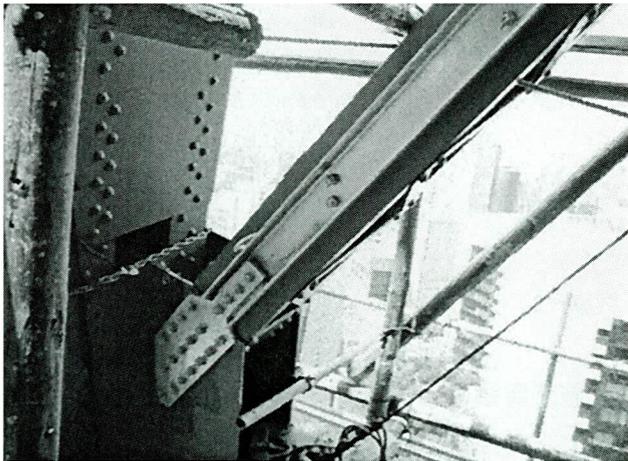


写真-4 塔体補強状況



写真-5 ポータブルマグドリル

表-1 ポータブルマグドリル仕様

型式	HMD-100
電源	単相交流100V 50/60Hz
定格消費電力	800W
穴あけ能力	穴径 6～11mm 最大板厚 6mm 穴径12～27mm 最大板厚19mm
本体寸法	長さ 280mm 幅 ハンドル有り 215mm 高さ グリップ無し 165mm グリップ有り 209mm
磁気ベース寸法	長さ180mm×幅100mm
本体質量	9.1kg（電源コード・グリップ含まず）
最大磁力	板厚 9mm 5,700N 板厚25mm 9,000N
最小吸着板厚	5mm

## (2) 送信所鉄骨建方

送信所の設置位置（H10）には現在は使用されていない警察庁の無線機室があるため、鉄骨建方に先立って無線機室の解体を行なった。

無線機室は、H10よりも約1.5mほど高い位置に設置されているため、H10の鉄骨の上面に板張り防護工を設けシート養生を行った。さらに側面にもシート養生を施し、全体を覆った状態で解体作業を行った。

鉄骨の建方は、まず、塔体との取り合いとなるブラケットを先行して取り付け、続いて梁材の取り付けを行なった。（写真-6）

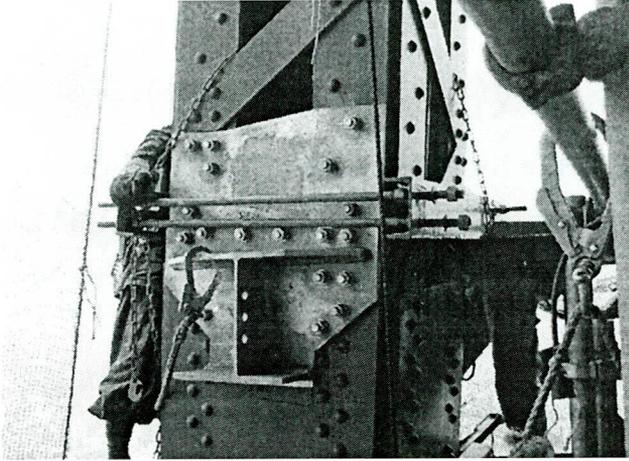
鉄骨は、H11から地上に取り付けた斜吊りケーブルクレーンにてH8に設けた荷取り込みステージに揚重し、ここから、H11、H10に設けたテルハにて吊り上げ、運搬して建方を行なった。（図-3参照）（写真-7）

鉄骨の建方は下段のH9から施工し、上段のH10の施工を行なった。この時テルハは進捗に合わせて、H10からH11に転用して作業を行った。

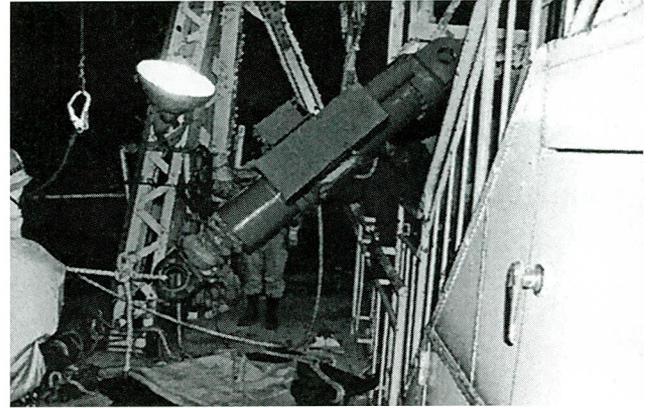
## (3) H27制震ダンパー取り付け

制震ダンパー取り付け時の施工条件は、以下のとおりである。

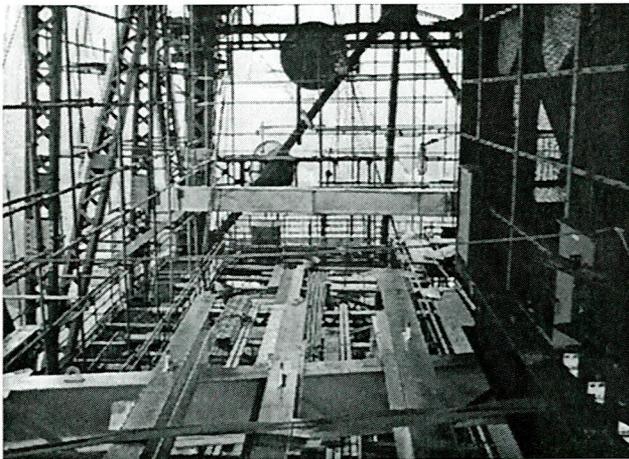
- ① 既存固定金具を撤去した後、同じ位置に取り付ける必要がある。（固定金具1台につき、制震ダンパー2台）
- ② 制震ダンパーはアンテナ支持塔の回りに合計8台取り付けられ、1台あたりの重量は約600kgである。
- ③ H27は地上よりの高さが約250m、広さは一辺約6.6mの正方形であるが、中央に一辺約3.0mのアンテナ支持塔、四隅に大型のアンテナ架台が設置されているため、



写真一六 塔体ブラケット取付け状況



写真一八 制震ダンパー取付け状況



写真一七 送信所鉄骨建方状況



写真一九 制震ダンパー取付け後

非常に狭いスペースでの作業となる。

- ④ タワー外周には、新設のデジタルアンテナが施工済みであるため、制震ダンパーはタワー内部を揚重する必要がある。

既存の固定金具は計4ヶ所であるが、固定金具を撤去し制震ダンパーを取り付ける作業は、一ヶ所ごとに行うこととした。さらに固定金具を撤去する前に、制震ダンパーの下方に取り付けられる塔体補強材を利用して、アンテナ支持塔の仮固定を行い作業を行った。(図一5参照)

H27はタワーの最上部であり、これ以上は常時稼働しているアンテナのみであるため、荷取り位置にジブポールを設置して吊り代を確保して制震ダンパーを揚重した。また、H27の鉄骨上にはローラーコンベアーを設置して、制震ダンパーの水平運搬を行い、取付けを行った。(写真一8, 写真一9)

## 5. あとがき

今回のデジタル化に伴う一連の工事は無事故で無事完工することが出来た。これも(株)日建設計ならびに(株)竹中工務店の皆様より監督・御指導いただいたことによるものと深く感謝する次第である。

世紀の大事業を成し遂げた諸先輩方、世界最高と称された鳶工の方々の技術力と情熱に、改めて敬意を表し、報告を終わる。

2002. 11. 18 受付

# 既設RC床版の鋼・コンクリート複合床版化に対応した床版保全工事（向佐野橋床版保全対策工事）

## Slab Conservation Work Corresponding to the Steel/Concrete Hybrid Slab Changed from the Existing RC Slab (Mukaisano Bridge Slab Conservation Work)

矢ヶ部 彰\*1 向井重徳\*2 森 信行\*3 松本泰成\*4  
Akira YAKABE Shigenori MUKAI Nobuyuki MORI Taisei MATUMOTO

### Summary

This paper reports the design of “the construction method for combining steel plates and concrete slab” as a new method for repair and strengthening the RC slab on an existing steel bridge. The objectives of this construction method are to increase the durability of the slab and steel girders. And the aims are to install steel plates beneath the RC slab for preventing the flaking of concrete slab, thus requiring the replacement of RC slab and to realize the combining concrete slab and the above-mentioned steel plates, in the future.

キーワード：床版補強、既設RC床版の打ち替え、合成床版

### 1. まえがき

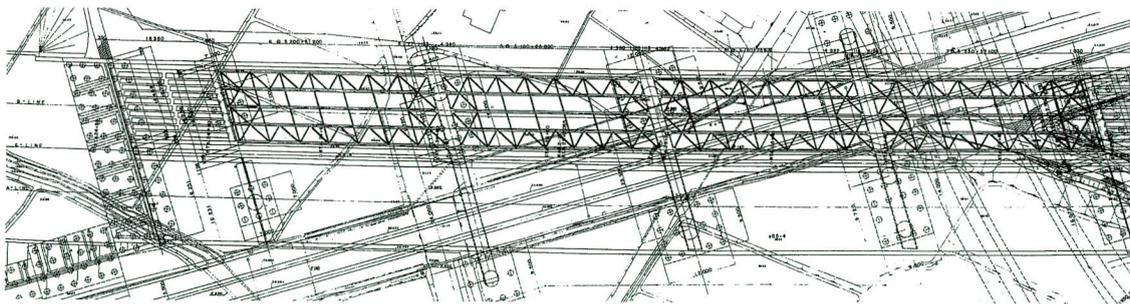
九州自動車道の太宰府IC～筑紫野IC間に位置する向佐野橋は、4径間連続非合成鋼桁の斜橋（73°）で、路下をJR鹿児島本線が斜め（15°）に横断している。本橋の設計は昭和47年の道路橋示方書（TL-20）に準拠して行われ、昭和49年2月に床版コンクリートを打設、昭和50年3

月に供用が開始し、今年で28年を経過する。

当該区間は、九州管内の高速道路ネットワークの延伸に比例して着実に交通量が増加し、平成11年で約8万台／日を越える重交通区間である。

同橋では床版コンクリートの劣化に応じて、ライニングによる剥落防止対策やネット防護工などを実施してきたが、さらにコンクリートの劣化が進行したため、鋼板

平面図



横断面図

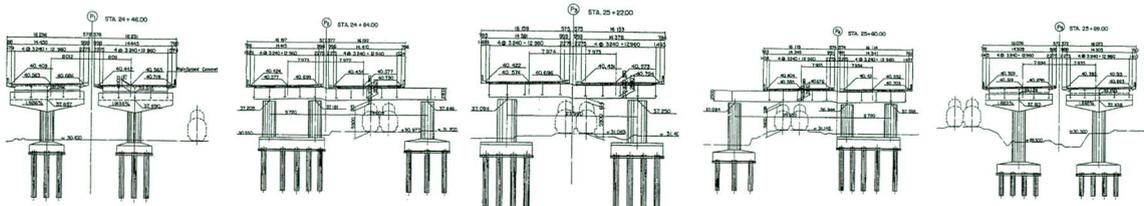


図-1 構造一般図

\*1技術本部設計部設計二課

\*3宮地建設工業(株)関西支社監理技術者

\*2宮地建設工業(株)関西支社現場代理人

\*4宮地建設工業(株)関西支社工事部計画グループリーダー

設置による床版保全対策を行うこととなった。

本工法は、現段階ではコンクリートの剥落防止を目的として鋼板を設置するが、将来的には床版の健全度を判断しながら同鋼板を利用して「鋼・コンクリート複合床版」に改良し、床版と鋼桁の耐久性の向上を図ることを目標としている。

ここでは、以上を念頭に置いて行った詳細設計での構造検討について報告する。

## 2. 鋼・コンクリート複合床版の構造概要

向佐野橋の構造一般図を図-1に、鋼・コンクリート複合床版（以降：複合床版と称する）の構造概要および部材の名称を図-2に、底鋼板の設置状況を写真-1・写真-2に示す。

なお、本橋ではB活荷重対応のため上面増し厚による床版補強が実施されており、現在の路面高は建設当初に比べて25mm高くなっている。

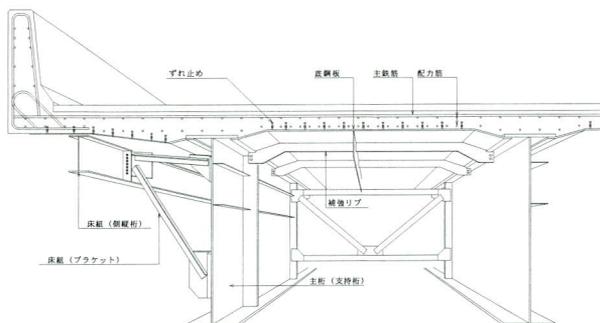


図-2 鋼・コンクリート複合床版の構造概要 (将来完成形)



写真-1 底鋼板設置状況 (1)



写真-2 底鋼板設置状況 (2)

## 3. 複合床版の設計概要

複合床版の設計は鋼構造物設計指針：PART B：合成構造物（以降：文献1）と称する）に準拠して行った。以下に概要を述べる。

### (1) 設計の基本方針

#### 1) 支間部の設計

支間部の設計では、床版を複合床版としてコンクリートと鋼部材の応力度・活荷重たわみに対して使用限界状態の安全性の照査を行った。

疲労限界状態および終局限界状態の安全性の照査については、複合床版が文献1)の各種規定に準拠して設計されれば十分な安全性が確保されるためこれを省略した。

#### 2) 支点部の設計

支点部（支持桁上：主桁上）の設計では、使用限界状態の安全性の照査としてコンクリート標準示方書に基づきひび割れ幅の照査を行った。

また、ひび割れ照査の際に用いた上鉄筋応力度は、以下の理由から同部をRC床版とし、道路橋示方書に準拠して算定した。

- ① 将来の複合床版化の際、支持桁上において底鋼板を連続させない構造の採用も考えられる。
- ② 連続させても底鋼板は圧縮部材になり、ひび割れに対しては有効に作用しないと考えられる。

## (2) 設計荷重

### 1) 合成前（既設RC床版+底鋼板）

合成前に底鋼板が受け持つ荷重は、床版打ち替え時のコンクリート自重とした。

### 2) 合成後（複合床版化後）

合成後の複合床版が受け持つ荷重は、永久荷重（死荷重）および主たる変動荷重（B活荷重）とした。

合成前の底鋼板に作用する荷重としてコンクリート自重の他に以下が考えられたが、続いて記述する理由により設計にこれを考慮していない。

#### ①剥落したコンクリート

設計荷重として打ち替え時のコンクリートを考慮しており、剥落したコンクリート片を支持するに十分と判断される。

#### ②輪荷重

既設床版の劣化が進行して底鋼板に輪荷重が直接作用する前に、床版の打ち替えが実施されると考えられる。

#### ③床版打ち替え中の走行車輛の飛び込み

打ち替え中に別途設置される仮設の防護柵や覆工板等による防護が期待される。

## 4. 床版打ち替え方法の想定

床版の打ち替えの際には、何らかの車線規制が必要である。しかしながら、平日の交通量が8万台/日である本橋では車線規制に伴う社会的な影響は大きい。

これを受けて、以下の床版打ち替え方法を想定し、それぞれに対して車線規制による影響を極力小さくする方法を検討すると共に、複合床版の設計に反映した。

### (1) レーンごとの床版打ち替え

レーンごとの床版打ち替えの場合、打ち替え範囲が広く工事量が大きいため、終日の車線規制が不可欠となる。

終日の車線規制方法については、基本設計において数種類のシミュレーションを行った結果、車線幅を狭くして現状の6車線を確保する規制方法が最も渋滞の度合いが低いとの結論が得られている。

このため、6車線を確保しつつレーン毎に床版を打ち替える方法として、既設橋の拡幅を実施した後に打ち替えを実施する工事方法（図-3）を想定した。

## (2) 部分的な打ち替えの繰り返し

比較的交通量が少なくなる夜間に規制を設置して、部分的に床版の打ち替えを実施し、早朝に交通を解放する。

これを繰り返して床版の打ち替えを完了することを想定した。

## 5. 複合床版の基本構造

複合床版の基本構造を、底鋼板設置時（図-4）・床版打ち替え時（図-5）・床版打ち替え完了時（図-6）の施工段階に分けて示す。

なお、本工事の施工範囲は底鋼板設置までであり、床版打ち替え時・床版打ち替え完了時、は将来の施工となる。

以下に基本構造に至った経緯を述べる。

### (1) 複合床版の形式選定

本橋では応急処置的・局部的な床版打ち替えの発生も予想され、その際には、底鋼板を型枠の受けとして利用することも考えられる。このため、当初施工では突起物であるずれ止めを設置しないで底鋼板を既設床版の下面に極力近づけることを基本とした。

一方、床版打ち替え工事に伴う社会的な影響を最小限とするには急速施工が不可欠であり、床版打ち替え時に発生する膨大な数のずれ止め施工の効率化が課題となった。

この対策として、工場にて底鋼板にスタッドボルトを溶接し、ボルトナットを後施工してずれ止めとする「ロビンソン型合成床版」を採用した。これにより、現場でのずれ止め施工を容易とすると共に、同作業に伴う溶接・矯正・補修塗装、等の現場作業を省略し、床版打ち替えの短縮化を図った。（図-5. (1)）

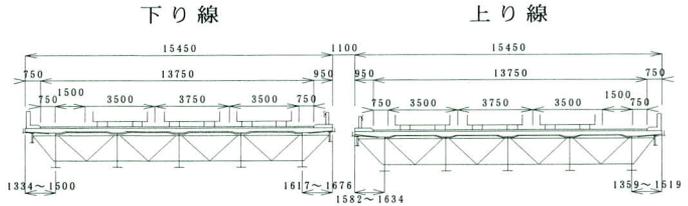
また、当初施工において底鋼板を既設床版の下面に極力近づけて設置するために、スタッドボルト長は施工上の必要最小限の35mmとし、既設床版との間に45mmの隙間を設けて底鋼板を設置した。（図-4. (1)）

向佐野橋 床版打ち替え方法

(床版幅と地覆・壁高欄をフロリダ型に改造した後に、下り線から床版の打ち替えを実施)

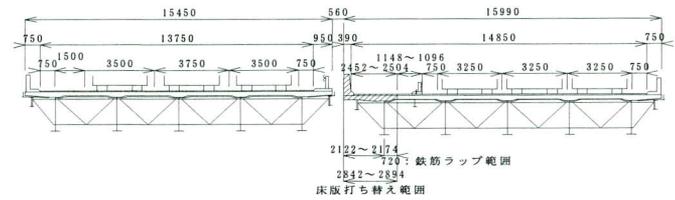
STEP-1: 底鋼板設置完了

- 車線構成  
下り線：下り線3車線  
上り線：上り線3車線



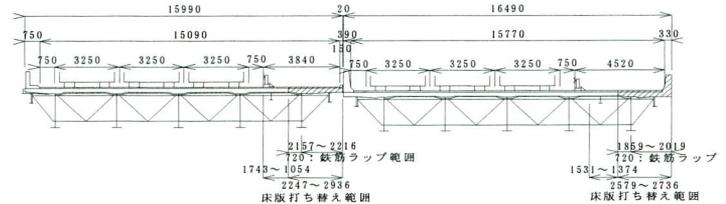
STEP-2: 中央分離帯(下) 拡幅

- 拡幅量  
中央分離帯側：540mm (壁高欄：フロリダ型)
- 車線構成  
下り線：下り線3車線  
上り線：上り線3車線



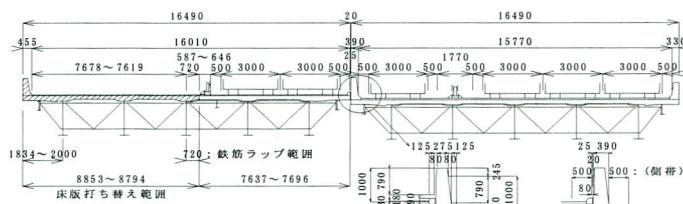
STEP-3: 壁高欄(下)・中央分離帯(上) 拡幅

- 拡幅量  
中央分離帯側：540mm  
壁高欄側：500mm (壁高欄：フロリダ型)
- 車線構成  
下り線：下り線3車線  
上り線：上り線3車線



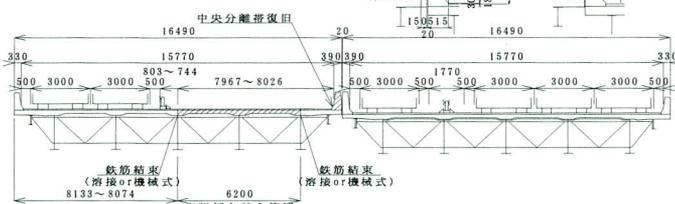
STEP-4: 下り線走行車線側床版打ち替え

- 車線構成  
下り線：下り線2車線  
上り線：下り線1車線・上り線3車線
- 問題点  
6車線確保の為に、車線幅を3000mmとし側帯を500mmとする必要がある。



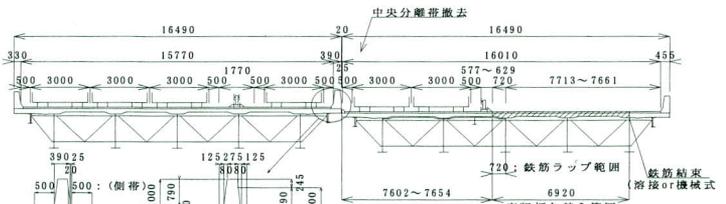
STEP-5: 下り線追い越し車線側床版打ち替え

- 車線構成  
下り線：下り線2車線  
上り線：下り線1車線・上り線3車線
- 問題点  
6車線確保の為に、車線幅を3000mmとし側帯を500mmとする必要がある。



STEP-6: 上り線走行車線側床版打ち替え

- 車線構成  
下り線：下り線3車線・上り線1車線  
上り線：上り線2車線
- 問題点  
・6車線確保の為に、車線幅を3000mmとし側帯を500mmとする必要がある。  
上り線の中央分離帯を撤去、改造する必要がある。



STEP-7: 上り線追い越し車線側床版打ち替え

- 車線構成  
下り線：下り線3車線・上り線1車線  
上り線：上り線2車線
- 問題点  
・6車線確保の為に、車線幅を3000mmとし側帯を500mmとする必要がある。



図-3 レーンごとの床版打ち替え方法

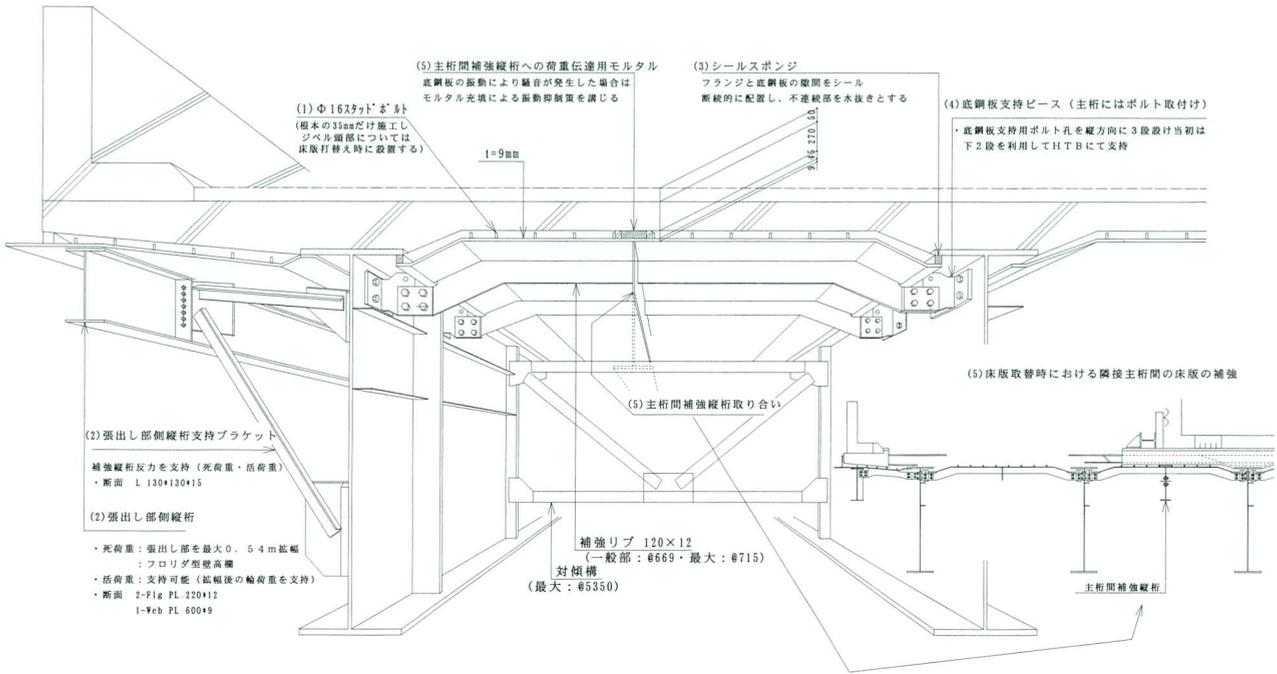


図-4 底鋼板設置時 (今回実施)

(3) 底鋼板厚決定根拠: 以下の4項目と死荷重の増分等を総合的に勘案して板厚9mmに決定

- ① 示すの最低板厚: 10mm (示す9.6: スタッドを使用する場合のフランジの最低板厚)
- ② 鋼構造設計指針 PART Bの最小底鋼板厚: 8mm程度を標準とする。  
(疲労損傷、ずれ止め溶接時の変形、製作時の取り扱い、現場施工時の不測の変形、市場性の配慮から)
- ③ ずれ止めにスタッドを用いた既往の合成床版の底鋼板厚: 9mm

④ 一時的な圧縮応力を受ける補強板の最低板厚 (示す: 式 3.2.1・式 3.2.2)  

$$t = b / 80 f n = 670 (715) / 80 = 8.4 (8.9) \rightarrow 9mm$$

底鋼板  
補強リブ  
670 (715)  
120

b: 補強リブ間隔  
f: 応力勾配による係数 (1.00)  
n: 補強材によって区切られるパネル数 (1)  
注) ( ) 内の値は最大リブ間隔、外は一般間隔

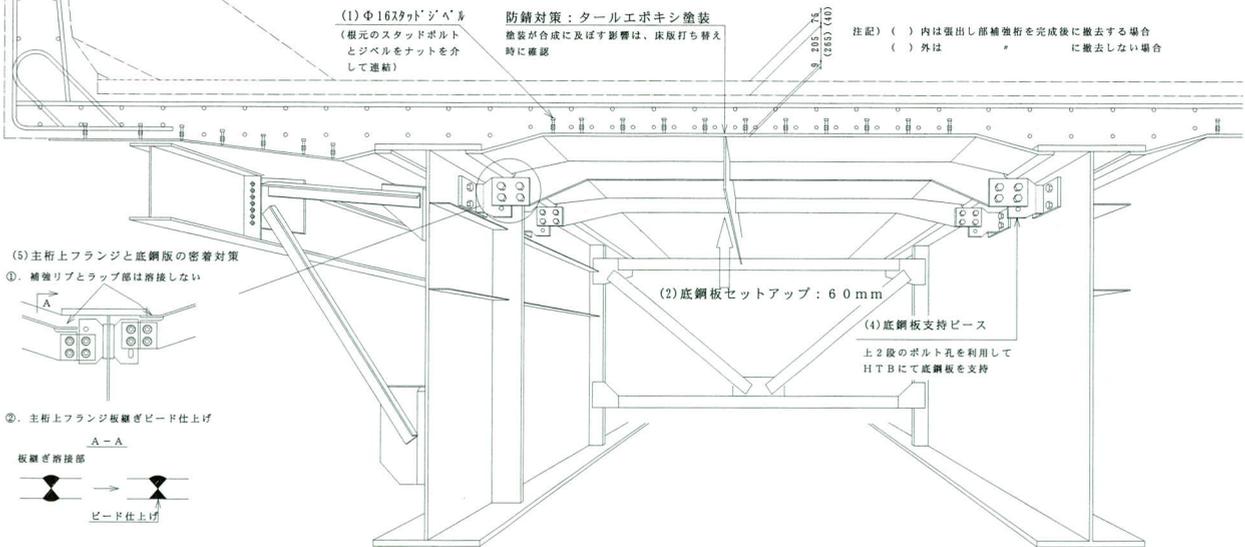


図-5 床版打ち替え時 (将来形)

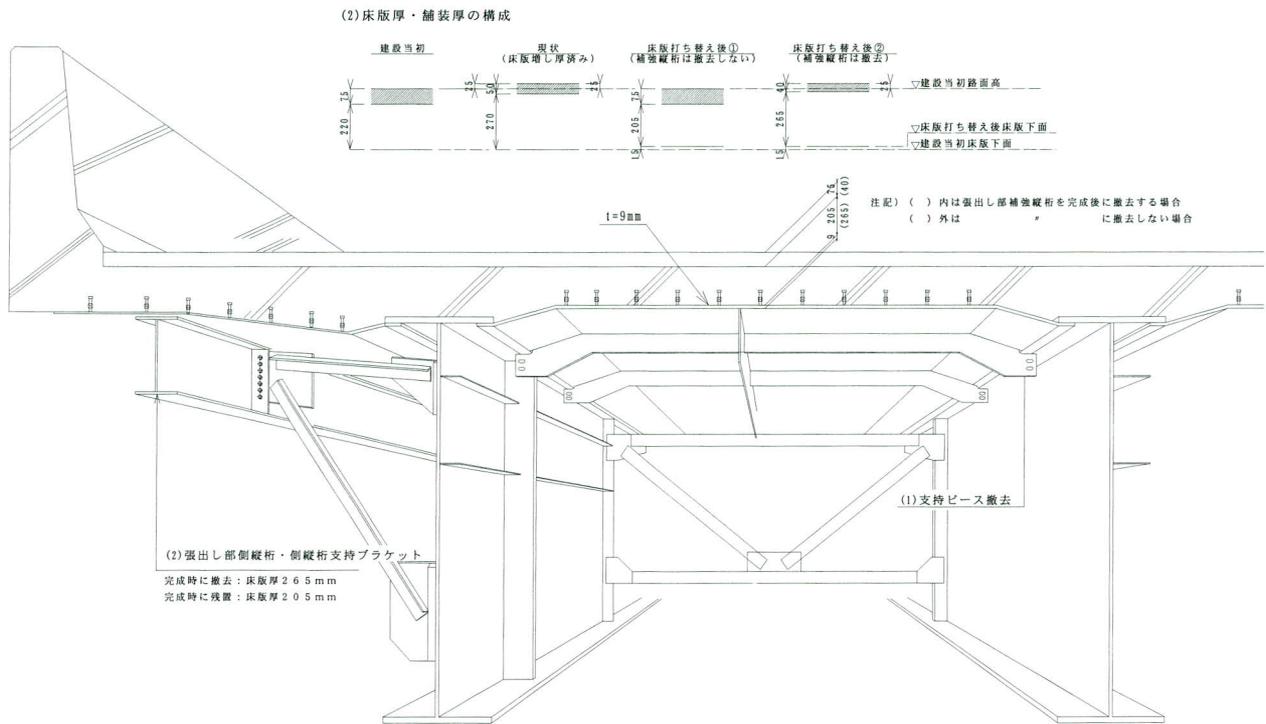


図-6 床版打ち替え完了時（将来形）

## (2) 既設構造物に与える負荷の軽減

### 1) 鋼板のセットアップ

本橋の両隣は橋梁（コンクリート橋）のため、床版の打ち替えにあたっては現状または建設時の路面高の再現が求められる。

一方、底鋼板の設置位置を当初施工の位置として床版の打ち替えを行うと、床版厚は建設当初に比べて45mm（既設床版と底鋼板の隙間分）増すため、複合床版の必要床版厚を大きく上回ると共に橋梁全体の死荷重増につながる。

よって、既設床版撤去後に底鋼板をセットアップし、複合床版の適正床版厚の確保と全体死荷重の軽減を図る計画とした。（図-5. (2)）

### 2) 底鋼板補強リブの設置方向

床版の打ち替え完了までの間、底鋼板は既設主桁ウェブに新設したピースにより支持されるため、これに起因する主桁の首振りの発生が懸念された。

これに対して、底鋼板の補強リブを対傾構の設置方向と同じ斜角方向に設置し、左右の支持ピース間に発生する鉛直変位差を少なくすることにより主桁の首振りの抑制を図った。

更に、将来の複合床版化の際には以下の策を講じる計

画とした。

① 複合床版化後に支持ピースを撤去して、主桁の首振り原因の解消と維持管理対象部材の削減を図る。（図-6. (1)）

(1)

② 複合床版の上側主鉄筋を補強リブと同様に斜角方向に配置し、主桁のたわみ差による付加曲げモーメントの軽減を図る。

### (3) 複合床版の床版厚

張出し床版下面に設置する底鋼板は、新設の床組（側縦筋・ブラケット）により支持する。（図-4. (2)）

レーンごとの床版打ち替えを実施する場合、拡幅に伴って張出し床版のスパンが大きくなる。このため、新設の床組を永久構造とするか否かによって複合床版の必要厚が異なり、打ち替え完了後の死荷重に大きな影響を及ぼす。

しかしながら、当初施工の時点では同構造を永久構造物とするか否かの結論に至らなかったため、床組の設計は同構造を永久構造物とすると共に、床版厚は以下の2案を想定して実施した。（図-6. ②）

① 複合床版厚：205mm（床組は永久構造）

② 複合床版厚：265mm（床組は撤去）

## 6. 複合床版の構造詳細

### (1) 底鋼板の板厚

以下の4項目と死荷重の増分等を総合的に勘案して、底鋼板厚を9mmとした。(図-5 (3))

- ① ずれ止めにスタッドを使用する場合のフランジの最低厚：10mm (道路橋示方書・同解説：Ⅱ.9.6)
- ② 「道路橋の鋼板・コンクリート合成床版」の最小底鋼板厚：8mm程度を標準とする (文献1))
- ③ ずれ止めにスタッドを用いた既往の合成床版の底鋼板厚：9mm
- ④ 一時的な圧縮応力を受ける補剛板の最低板厚：9mm (道路橋示方書・同解説：Ⅱ.3.2)

### (2) 底鋼板部材の分割方法

部材は主鉄筋方向には分割せず、配力筋方向のみ分割する構造とした。なお、部材長の決定にあたっては下記の事項を考慮して1.8m程度とした。

- ・現場への搬入方法
- ・主桁間でのハンドリング性
- ・部材重量：350kgf程度

### (3) 底鋼板の連結方法

複合床版の設計曲げモーメントは等方性版として求められており、厳密には底鋼板の継ぎ手(配力筋方向)には作用力の伝達機能が要求される。

しかしながら、作用力の伝達を期待できない継ぎ手を有する(配力筋を配置)既往の合成床版も、等方性の挙動を示すことが輪荷重走行試験にて確認されている。(文献2)

これを受けて本工事では、上記の合成床版と同様の継ぎ手構造(図-7：スタッドボルト連結)を採用し、同床版の設計法に倣って配力筋を配置する計画とした。

また、複合床版化の際に作用力の伝達が可能な継ぎ手に改造する可能性もある。これを受けて、底鋼板と添接板の接合は、作用力の伝達が可能な溶接継ぎ手とすると共に、同部の疲労照査を以下の要領で行い安全性を確認した。

- ① 適用図書：鋼構造物の疲労設計指針・同解説
- ② 疲労照査荷重：B活荷重(輪荷重)1組
- ③ 応力範囲の算定方法：

配力筋方向の曲げモーメントをFEM解析により求め、断面計算により底鋼板の応力度を算出。

### ④ 繰り返し回数

- ・橋梁の耐用年数：100年
- ・繰り返し回数： $3.7 \times 10^7$  (交通量の実績より推定)

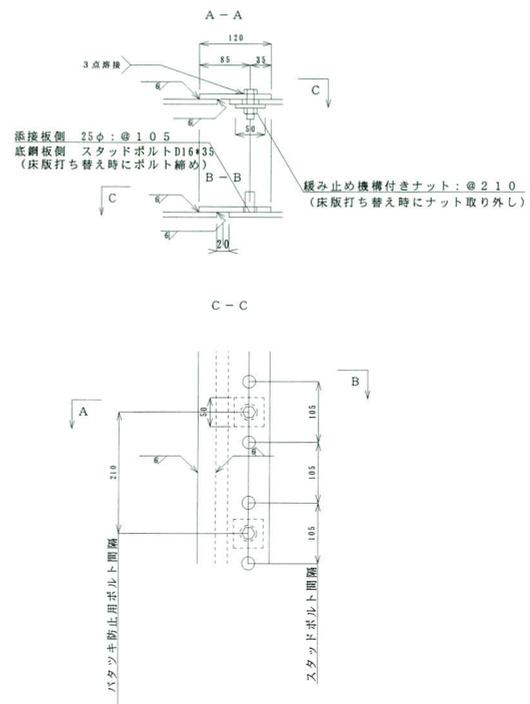


図-7 底鋼板の連結構造

### (4) 底鋼板の防錆

床版の打ち替えは底鋼板設置から10年程度で実施されることを想定しており、それまでの底鋼板の防錆方法が課題となった。

これを受けて、底鋼板の防錆方法について比較検討を行い(表-1)、タールエポキシ樹脂塗装2層塗り(JH箱桁内面仕様)を採用した。(写真-3)

なお、塗装が鋼板とコンクリートの合成化に及ぼす影響は未解明であり、床版打ち替えに際しては塗装の影響を確認することが課題となる。

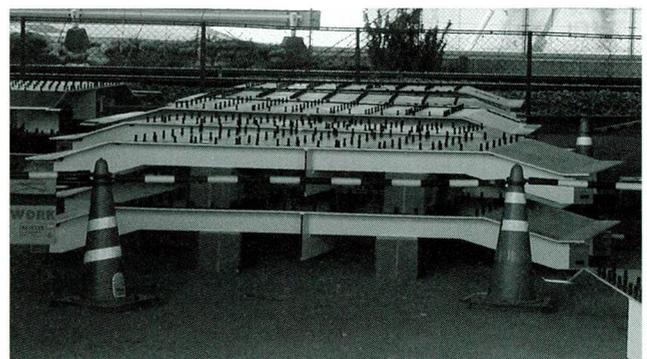


写真-3 塗装完了後の底鋼板

表一 底鋼板の防錆方法の比較表

	1案 タールエポキシ樹脂塗料2層 (JH:箱桁の内面および上フランジ上面の塗装系)	2案 有機ジンクリッチペイント1層 (JH:上フランジコンクリート接触面塗装系)	3案 無塗装
塗装仕様	・下地処理(2次素地調整):G-c ・タールエポキシ樹脂塗料:120μm 2回 ※塗装面における錆発生の原因である塗装時のピンホール対策として2回塗りとする。(1層目に発生したピンホールを2層目で埋める)	・下地処理(2次素地調整):スライブラスト ・有機ジンクリッチペイント:75μm 1回 ※有機ジンクリッチペイントを塗布した場合、5年程度は錆汁が流れ出るような重大な損傷は発生しないと考えられるが、有機ジンクリッチペイントは単膜で使用することを想定しておらず、本塗装系の耐用年数は不明である。	・無塗装 ・一般環境(飛来塩分の影響を受けずかつ、自動車排気ガスや工場煤煙の影響を強く受けない環境)の場合、10年で約0.5mm(片面当たり)の板厚減少がある。 ただし、結露の影響は未確認
耐用年数	20年	未確認	未確認
付着性の参考値	・土木研究所資料第3070号「コンクリート埋設鉄構造物に関する調査報告書」より タールエポキシ樹脂塗料(60μm)を塗布した鋼板の引き抜き付着試験結果:付着応力度:128N/cm <sup>2</sup> 注記)試験片の塗装仕様と今回提案の塗装仕様は異なるため数値は参考値	・土木研究所資料第3070号「コンクリート埋設鉄構造物に関する調査報告書」より 有機ジンクリッチペイント(35μm)を塗布した鋼板の引き抜き付着試験:付着応力度:316N/cm <sup>2</sup> 注記)試験片の塗装仕様と今回提案の塗装仕様は異なるため数値は参考値	・土木研究所資料第3070号「コンクリート埋設鉄構造物に関する調査報告書」より 無塗装鋼板の引き抜き付着試験 付着応力度:152N/cm
耐アルカリ性 (コンクリートに対して)	・エポキシ樹脂は、耐アルカリ性の良好な樹脂である。	・有機ジンクリッチペイントに配合されている亜鉛顔料の防蝕性については、中性から弱アルカリ性(pH6~12)の範囲では良好な防蝕性を示す。	・問題なし
防食性	・エポキシ樹脂塗料は、防食、耐水性に優れている。	・単膜での防食性は不明である	・腐食代を確保する必要がある。 ・スタッドボルトのねじ山が腐食し、使用不可能となる。
経済性	○ △	× ○	× ◎
その他	・塗装面が合成化に及ぼす影響を実験で確認する必要がある。 ・実験結果によっては、床版打ち替え時に塗装を除去する必要がある。	・JR線上に錆汁が落ちる恐れがある。	・JR線上に錆汁が落ちる恐れがある。
総合評価	△ ○	× △	× ×

### (5) 既設床版と底鋼板の間の隙間処理

当初施工において底鋼板に求められる性能は、剥落したコンクリート片の落下防止である。しかしながら、当初施工では既設床版と底鋼板の間に隙間が空くため、ここからのコンクリート片の落下防止が必要となった。

これに対して底鋼板の端部に、プレキャスト床版の場所打ちハンチ部に型枠として採用されているシールスポンジを設置して、コンクリート片の落下防止を図った。(図-4.(3))

### (6) 既設床版のモニタリング対策

床版の打ち替えは既設床版の健全度を判断しながら行われる予定であるが、当初施工において床版下面の全体に底鋼板が設置されるため、床版のモニタリングに対して底鋼板に工夫が必要であった。

これに対して、以下の対策を講じた。

- ・主桁支間のL/2・L/4付近の底鋼板に観測孔を設けた。
- ・第三者被害の発生確率が低い公団所有地の上に位置し床版の損傷度が比較的高い部分については、当初施工での底鋼板設置を取りやめて、同部の床版下面全体のモニタリングを容易とした。

### (7) 床版打ち替え時の配慮

#### 1) 底鋼板のセットアップに対して

底鋼板支持ピースに取付ボルト孔を縦方向に3段設け、

当初施工では下の2段を・床版打ち替え時には上段の2段を、利用して底鋼板のセットアップを実施する計画とした。(図-4.(4)・図-5.(4))

#### 2) レーンごとの床版打ち替えに対して

床版の打ち替えをレーンごとに実施する場合、既設床版が片持ち状態になる施工ステップが生じる。(図-3)

この際、片持ち部には輪荷重が作用するうえ、スパンが3m程度となり、何らかの対策が必要であった。

これに対して、主桁間の底鋼板に仕口を設け、床版打ち替えの際には同部に補強縦桁を設置して(図-4.(5))片持ち状態の解消を図る計画とした。

また、補強縦桁への輪荷重伝達手段として、底鋼板と床版の隙間にモルタルを充填することを想定し、型枠としてシールスポンジを設置した。

#### 3) 部分的な打ち替えに対して

対傾構間を部分打ち替えの最小単位と想定し、同範囲単位で底鋼板のセットアップが可能な構造となるよう、添接板の溶接方向を工夫した。

## 7. 複合床版の設計結果

複合床版の設計総括を、図-8(床版厚:205mm)・図-9(床版厚:265mm)に示す。

両者ともレーンごとの打ち替え(図-3:拡幅を伴う)を想定して設計を行った。

鋼・コンクリート複合床版の設計結果：床版540mm幅・側縦桁撤去・底鋼板はセットアップ

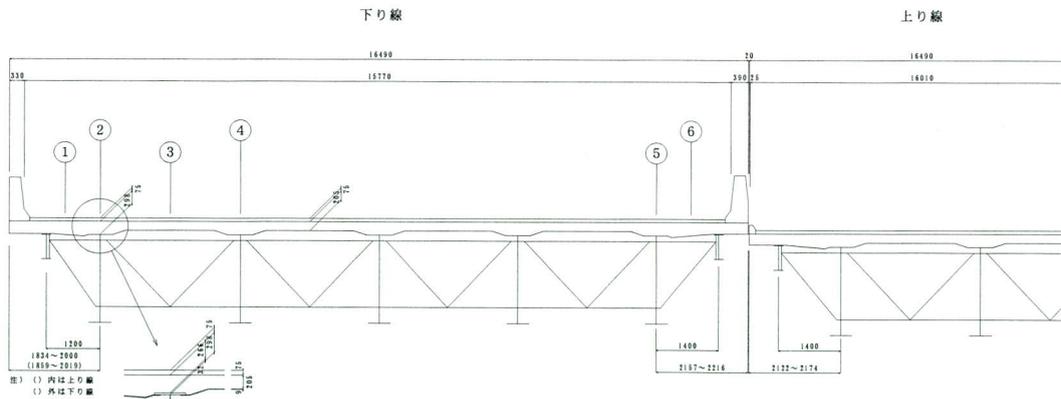
i. 設計条件	既設床版とのクリア:	4.5 cm	既設床版ハンチ厚:	7.8 cm	3 = 10.0	
	セットアップ:	6 cm	コンクリート設計強度:	30 N/mm <sup>2</sup> → 許容応力度: $\sigma_{ca} =$		
	コンクリート設計強度:	30 N/mm <sup>2</sup>	床版厚:	20.5 cm		
	床版厚:	20.5 cm	舗装厚:	7.5 cm		
	鋼部材に対する部材強度係数 $\phi$ :	1	複合床版化後の全死荷重: ① =	57744.2 kN → ①/② =		1.17
	コンクリートに対する部材強度係数 $\phi$ :	0.56	建設当初の全死荷重: ② =	49395.9 kN		
	複合床版化後の全死荷重: ① =	57744.2 kN				
	建設当初の全死荷重: ② =	49395.9 kN				

ii. 設計結果

照査位置	単位	中間支間		張出し床版(壁高欄部)		張出し床版(中央分離部)	
		主鉄筋	配力筋	主鉄筋	配力筋	主鉄筋	配力筋
		③	④	①	②	⑤	⑥
設計曲げモーメント	kN・m/m	7.706	0.000	—	—	—	—
床版に作用	型枠に作用	7.936	-7.936	—	—	—	—
	死荷重	69.817	-38.967	55.189	—	-65.844	26.470
	活荷重	85.459	-46.904	55.189	—	-105.470	26.470
	死+活	—	—	—	—	—	—
複合床版の応力	コンクリート	応力度	-7.1	—	—	—	—
	設計基準強度	23.1	—	—	—	—	—
	底鋼板	応力度	56.3	—	—	—	—
	設計基準強度	216.2	—	—	—	—	—
RC床版の応力(主桁上)	コンクリート	応力度	—	-6.2	—	-11.9	—
	許容応力度	—	-10.0	—	-10.0	—	-10.0
	引張鉄筋	前死荷重	—	107.9	—	148.2	—
	許容応力度	—	140.0	—	140.0	—	140.0
RC床版の応力(配力筋)	コンクリート	応力度	—	-12.9	—	-3.7	—
	設計基準強度	—	23.1	—	23.1	—	23.1
	引張鉄筋	前死荷重	—	172.5	—	101.8	—
	設計基準強度	—	216.2	—	216.2	—	216.2
コンクリートおよび鋼板の使用限界状態照査(複合床版)	鋼部材に対して	低鋼板・引張鉄筋	0.26	—	—	—	—
	低鋼板リブ先端	0.61	—	—	—	—	—
	コンクリートに対して	0.55	—	—	—	—	—
コンクリートおよび鉄筋の使用限界状態照査(RC床版)	鉄筋に対して	—	—	0.80	—	0.47	—
	コンクリートに対して	—	—	0.99	—	0.29	—
	上限値	—	—	1.00	—	1.00	—
たわみの照査	活荷重たわみ	0.5	—	0.1	—	0.1	—
	上限値: $\delta = L/2000$	1.6	—	0.6	—	0.7	—
	床版打設によるたわみ	4.6	—	0.2	—	0.3	—
支持桁上付近に生じるコンクリートのひびわれの照査	RC床版とした場合の鉄筋応力度: $\sigma_s$	—	107.9	—	148.2	—	155.5
	安全率: $\sigma_{se}/\sigma_s$	—	1.07	—	0.86	—	0.82
	ひび割れ幅を制限する場合の鉄筋の最大応力度: $\sigma_{se}$	—	115.9	—	127.1	—	127.1

iii. 構造概要図

寸法値(mm)	床版寸法			RC桁舗装厚
	t1	t2	t3	
	205	298	266	hS



断面番号	張出し床版部		中間支間部	
	①・②・⑤・⑥	③	④	④
主鉄筋				
配力筋				

図-8 複合床版の設計総括(床版厚:205mm)

鋼・コンクリート複合床版の設計結果：床版540mm幅・側縦桁撤去・底鋼板はセットアップ

- i. 設計条件
- 既設床版とのクリア：4.5 cm  
 セットアップ：6 cm  
 コンクリート設計強度：30 N/mm<sup>2</sup> → 許容応力度： $\sigma_{ca} = 30 / 3 = 10.0$   
 床版厚：26.5 cm  
 舗装厚：4 cm  
 鋼部材に対する部材強度係数 $\phi$ ：1  
 コンクリートに対する部材強度係数 $\phi$ ：0.56  
 複合床版化後の全死荷重：①= 60601.5 kN → ①/②= 1.23  
 建設当初の全死荷重：②= 49395.9 kN

ii. 設計結果

照査位置	単位	中間支間			張出し床版(壁高欄部)			張出し床版(中央分離帯部)			
		主鉄筋	配力筋		主鉄筋	配力筋		主鉄筋	配力筋		
		③	④	③	①	②	①	⑥	⑤	⑥	
設計曲げモーメント	型枠に作用	kN・m/m	9.635	0.000	—	—	2.057	—	—	2.750	—
	死荷重		8.653	-8.653	—	—	-40.983	—	—	-45.416	—
	活荷重		69.817	-38.967	55.189	—	-65.844	20.229	—	-66.941	26.470
	死+活		88.104	-47.620	55.189	—	-106.827	20.229	—	-112.357	26.470
複合床版の応力	コンクリート	応力度	-4.9	—	—	—	—	—	—	—	—
	設計基準強度		23.1	—	—	—	—	—	—	—	—
	底鋼板	応力度	44.1	—	—	—	—	—	—	—	—
	設計基準強度		216.2	—	—	—	—	—	—	—	—
RC床版の応力(主桁上)	コンクリート	応力度	—	-3.9	—	—	-8.0	—	—	-8.4	—
	許容応力度		—	-10.0	—	—	-10.0	—	—	-10.0	—
	引張鉄筋	前死荷重	—	68.5	—	—	115.7	—	—	121.7	—
	許容応力度		—	140.0	—	—	140.0	—	—	140.0	—
RC床版の応力(配力筋)	コンクリート	応力度	—	—	-8.3	—	-2.5	—	—	—	-3.2
	設計基準強度		—	—	23.1	—	23.1	—	—	—	23.1
	引張鉄筋	前死荷重	—	—	173.9	—	79.9	—	—	—	104.5
	設計基準強度		—	—	216.2	—	216.2	—	—	—	216.2
コンクリートおよび鋼板の使用限界状態照査(複合床版)	鋼部材に対して	低鋼板・引張鉄筋	0.20	—	—	—	—	—	—	—	—
	低鋼板リブ先端		0.40	—	—	—	—	—	—	—	—
	コンクリートに対して		0.38	—	—	—	—	—	—	—	—
	上限値		1.00	—	—	—	—	—	—	—	—
コンクリートおよび鉄筋の使用限界状態照査(RC床版)	鉄筋に対して		—	—	0.80	—	0.37	—	—	—	0.48
	コンクリートに対して		—	—	0.64	—	0.19	—	—	—	0.25
	上限値		—	—	1.00	—	1.00	—	—	—	1.00
	上限値		—	—	—	—	—	—	—	—	—
たわみの照査	活荷重たわみ	mm	0.3	—	—	0.1	—	—	—	0.1	—
	上限値： $\delta = L/2000$		1.6	—	—	0.6	—	—	—	0.7	—
	床版打版によるたわみ		5.8	—	—	0.2	—	—	—	0.4	—
支持桁上付近に生じるコンクリートのひびわれの照査	RC床版とした場合の鉄筋応力度： $\sigma_s$	N/mm <sup>2</sup>	—	68.5	—	—	115.7	—	—	121.7	—
	安全率： $\sigma_{se}/\sigma_s$		—	1.84	—	—	1.10	—	—	1.04	—
	ひびわれ幅を制限する場合の鉄筋の最大応力度： $\sigma_{se}$		—	125.8	—	—	127.1	—	—	127.1	—

iii. 構造概要図

寸法値(mm)	床版寸法			RC桁舗装厚h3
	t1	t2	t3	
	265	358	326	100

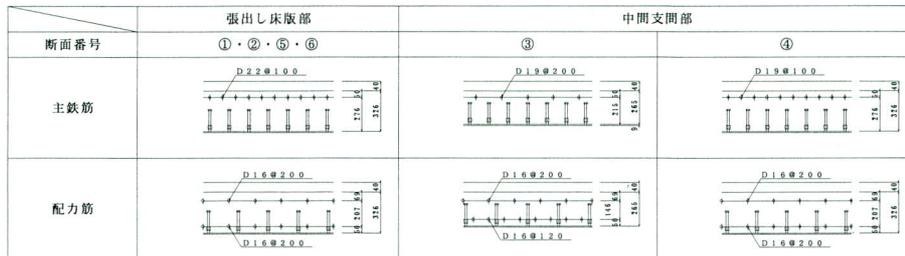
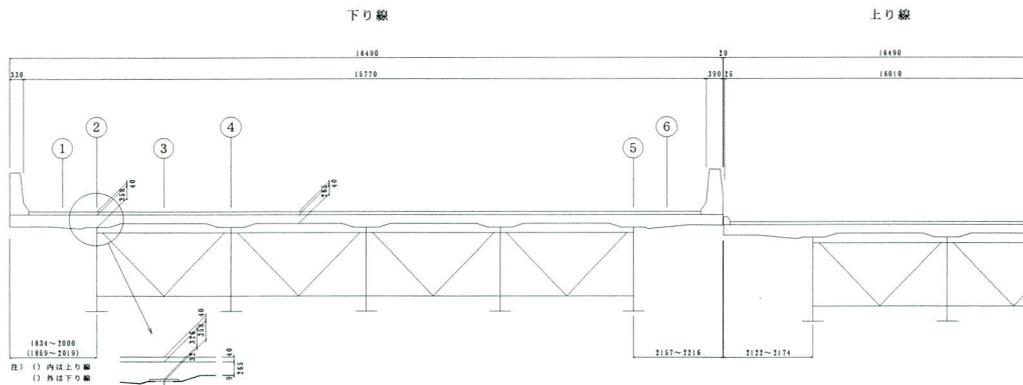


図-9 複合床版の設計総括(床版厚：265mm)

## 8. 複合床版化後の鋼桁の照査

レーンごとの打ち替えを実施する場合、床版の拡幅に伴って建設当初より死荷重が増える結果となった。更に、B活荷重の導入も加わり、複合床版化後の鋼桁に作用する荷重は建設当初に比べて増えることとなる。

これに対して、活荷重の載荷範囲を以下として複合床版化後の鋼桁の応力照査を行った。

- ・ 施工時：有効幅員全載（**図-3**：車線の切り回しによって活荷重がほぼ全幅に載荷されるため。）
- ・ 完成時：レーン載荷

照査要領を**表-2**に、鋼桁の照査結果を**表-3**に、代表的な応力図を**表-4**に示す。

表-2 鋼桁の照査要領

	TYPE-1 (施工時)	TYPE-2 (完成時)	TYPE-3 (施工時)	TYPE-4 (完成時)
抵抗断面	鋼桁のみ（非合成：建設時）			
活荷重	B活荷重			
床版厚	265mm		205mm	
死荷重増加率	23 %		17 %	
活荷重の載荷範囲	有効幅員	レーン	有効幅員	レーン
許容応力度の割り増し	1.25	1.00	1.25	1.00

表-3 鋼桁の照査結果（応力超過率）

		TYPE-1 (施工時)	TYPE-2 (完成時)	TYPE-3 (施工時)	TYPE-4 (完成時)
支間	外桁	11 %	12 %	5 %	8 %
	内桁	超過無し	13 %	超過無し	9 %
支点	外桁	8 %	14 %	6 %	9 %
	内桁	超過無し	超過無し	超過無し	超過無し
横梁		超過無し	12 %	超過無し	8 %

## 9. 将来の複合床版化にあたっての今後の課題

### (1) 床版の打ち替え時期の判断方法

将来の床版打ち替えは床版の健全度を判断しながら実施時期を決定する必要がある。

このため、底鋼板に設けた観測孔を用いた床版のモニタリング結果から、既設床版の損傷度を判定する方法を確立することが今後の課題となる。

### (2) 底鋼板が分担するせん断力の支持桁（主桁）への伝達方法の決定

複合床版の押し抜きせん断耐力を確保するうえで、底鋼板が分担するせん断力を支持桁（主桁）に確実に伝達させることが重要であり、せん断力伝達構造の確立が今後の課題となる。

将来の同構造確立にあたっては、実験によるせん断力伝達性能の確認に加えて、現場の施工性を加味する必要がある。参考として、本工事において想定したせん断力伝達構造を**表-5**に示す。

また、底鋼板と既設主桁上フランジの溶接によるせん断力伝達構造の採用を想定して、当初施工にて以下の対策を講じた。**(図-5. (5))**

- ・ 底鋼板と主桁フランジの密着を容易にするため、両者がラップする範囲では底鋼板と補強リブの溶接は行わない。
- ・ 既設主桁フランジの板継ぎビードの仕上げ実施。

### (3) 複合床版に使用するコンクリート

将来の複合床版化では耐久性の向上を目的にファイバーコンクリートの使用を想定しており、急速施工との両立が求められる。

以下にコンクリートに関する今後の課題を記述する。

#### 1) コンクリートの選定

ファイバーの使用と急速施工の両立が可能なコンクリートの選定が課題となる。例えば、試験練りによる以下の検討が必要と思われる。

- ・ 配合
- ・ 強度発揮時期の確認（供用開始可能時期の特定）
- ・ スランプ（ワーカビリティ）

#### 2) コンクリートの搬送方法

早強コンクリートを使用する場合は、現場へのコンクリートの搬送方法が課題となる。例えば以下の検討が必要と思われる。

- ・ 生コンプラントから現場までの交通事情
- ・ 現場練り採用の可否（現場にプラントを設置）
- ・ ファイバー混入後の床版打設位置への搬入方法

表-4 複合床版化後の鋼桁応力図

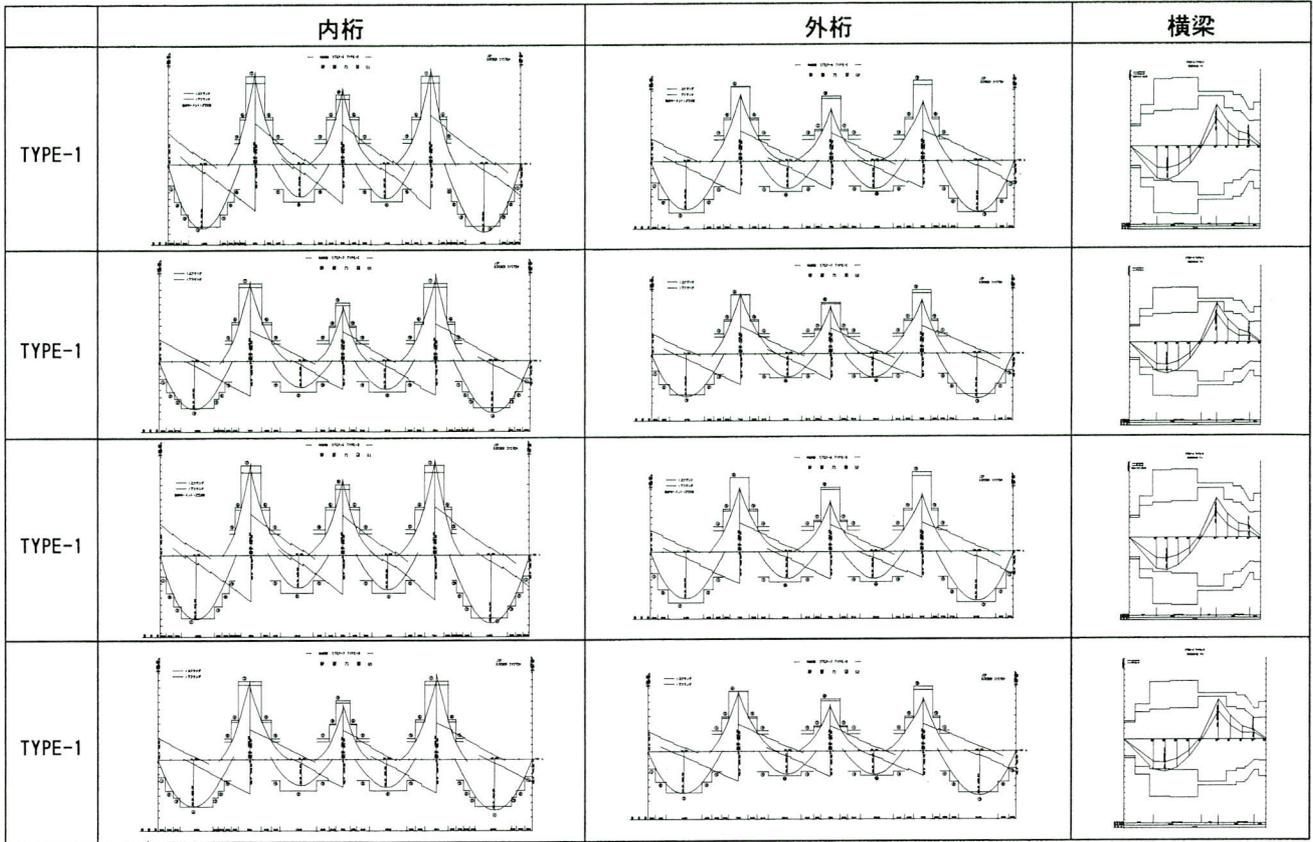


表-5 せん断力伝達構造 (案)

	せん断補強鉄筋追加案	底鋼板分担せん断力を主桁に伝達		
		第1案 (底鋼板・フランジ溶接案)	第2案 (せん断力伝達プレート溶接案)	第3案 (せん断力伝達プレートHTB取付案)
概要図				
構造概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>R/C床版として必要な床版厚を確保しつつ、押し抜きせん断耐力確保のために、せん断補強鉄筋を配置する。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>底鋼板をセットアップし、フランジに密着させて上面のみフランジの全長に渡って溶接し、主桁に底鋼板分担部のせん断力を伝達させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>せん断力伝達プレートを断続的に底鋼板に溶接にて取付、主桁に底鋼板分担分のせん断力を伝達させる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>1m程度のせん断力伝達プレートを断続的に底鋼板にHTBにて取付、主桁に底鋼板分担分のせん断力を伝達させる。</li> </ul>
床版下面足場	・必要	・必要	・必要	・必要
耐久性	<ul style="list-style-type: none"> <li>床版の一部がR/C床版となるため、耐久性は造レベルの床版と同程度と考えられる。</li> <li>100年の耐久性を確保する場合は、床版厚について別途検討が必要と考えられる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>輪荷重走行試験を実施していないが、既往の合成床版程度の耐久性を確保できると考えられる。</li> </ul>	・同左	・同左
施工性	・問題なし	<ul style="list-style-type: none"> <li>供用下のフランジへの溶接という特殊条件を考慮した溶接計画の立案が必要となる。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>底鋼板は無応力状態であり、第2案に比べて溶接作業は容易である。</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>HTBに脱落の可能性が若干ある。</li> </ul>
施工期間	・溶接に比べて施工期間は短い	<ul style="list-style-type: none"> <li>広範囲の床版を打ち替える場合、溶接延長が長くなり、施工期間は長い。</li> </ul>	・同左	<ul style="list-style-type: none"> <li>溶接に比べて施工期間は短い。</li> </ul>

### 3) コンクリートの打ち継ぎ目

床版の打ち替え方法として、レーンごとの打ち替え・部分的な打ち替えの繰り返し、を想定しているが、両者ともコンクリートの打ち継ぎ目が発生する。

従って、乾燥収縮等が原因でコンクリートの打ち継ぎ目に発生するひび割れの抑制が今後の課題となる。

### 4) 鉄筋の継ぎ手方式の選定

床版の打ち替えでは急速施工が不可欠であり、作業量が大きい鉄筋の継ぎ手作業の省力化が作業時間の短縮のポイントである。

従って、急速施工を念頭に置いた鉄筋の継ぎ手方式の選定が今後の課題となる。

#### (4) 床版の打ち替え時期の判断方法

複合床版化の実証試験を行い、以下に記述する事項について確認・検討することが今後の課題となる。

- ・想定している床版打ち替え方法の可否
- ・コンクリートの選定
- ・せん断力伝達構造の確立
- ・急速施工法の確立
- ・実証試験の試験体による、複合床版の耐荷力・等方性挙動の確認。
- ・底鋼板の塗装が合成化に及ぼす影響の把握

#### (5) 完成時における鋼桁の応力超過の解消

複合床版化後に対する鋼桁の応力照査の結果、鋼桁の発生応力が許容値を若干超過することが判明した。

本工事では、複合床版化によって床版と鋼桁の耐久性の向上を図ることを目的としており、鋼桁の応力超過の解消が今後の課題となる。現時点では解消策として以下の方法を想定している。

- ・複合床版化の完了後、建設当初の幅員に復旧し死荷重の軽減を図る。
- ・複合床版化の際に、鋼桁との合成化を図り（合成桁化）発生応力度の低減を図る。

## 10. あとがき

向佐野橋の床版保全対策工事は、底鋼板の設置を平成13年8月に完了している。今後は、前述の課題に対する検討が必要になる。

本報文は、「九州自動車道 向佐野橋床版保全対策工

事」の詳細設計業務の成果をとりまとめたものである。本工事の設計にあたっては、「既設鋼橋コンクリート床版の補強に関する検討」委員会（委員長：松井繁之大阪大学教授）において審議を受けながら進めた。

ご指導をいただいた同委員会の皆様、また同じくご指導をいただいた日本道路公団九州支社の皆様に深く感謝致します。

### <参考文献>

- 1) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物，平成9年版
- 2) 鹿島孝之、山本晃久、橋本靖智、小出宣央：トラス型ジベル合成床版の疲労耐久性に関する実験的研究，第55回土木学会年次学術講演概要集，CS-280，2000. 9
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，平成8年12月
- 4) 日本道路公団：設計要領第二集，平成10年7月
- 5) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編，平成8年版

2002. 11. 5 受付

# 鋼・コンクリート合成床版 (QS Slab) の開発研究 (その2)

## Development of a Steel / Concrete Composite Slab (QS Slab) : (Part 2)

佐藤 徹\*<sup>1</sup> 能登 宥 愿\*<sup>2</sup> 山下 久 生\*<sup>3</sup> 岩下 宏\*<sup>3</sup>  
Toru SATO Hiroyoshi NOTO Hisao YAMASHITA Hiroshi IWASHITA

### Summary

In order to save the construction costs, bridge slabs should be coped with the extending the span length of the slab, higher loading capacity and more fatigue durability. Steel/concrete composite slabs are useful for these objectives and the cases of using such slabs in the bridge construction are increasing. The “QS Slab” developed by Miyaji Iron Works is applied to some actual bridges and now under construction at the sites.

Although the fatigue durability of a bridge slab requires the evaluation by wheel running test, durability should be evaluated uniformly under the unified conditions. Therefore, a wheel running test was performed using a test facility in the Public Works Research Institute. This report describes the durability evaluation along with results of wheel running test that conducted at PWRI

キーワード：合成床版，輪荷重走行試験，疲労耐久性

## 1. はじめに

鋼橋における建設コスト縮減要求に応えるため、橋梁構造および施工の合理化が検討され、少数主桁橋をはじめとする合理化形式が多く適用されてきている。橋梁床版もまた、合理化橋梁形式への対応に伴い、床版支間の長支間化、高耐荷力・耐久性が求められている。これらを満足する新形式床版として鋼・コンクリート合成床版が注目され、実橋へ適用される事例も増加してきている。当社が開発した“QS Slab”もまた、実工事へ採用され、現在は現場施工が行われている状況となっている。

前報<sup>1)</sup>ではQS Slabの構造特性、および疲労耐久性確認のために実施した、輪荷重走行試験（於：石川島播磨重工業(株)試験研究所）の結果について報告を行った。橋梁床版の耐久性は、輪荷重走行試験機を用いた評価手法がほぼ確立されており<sup>2)</sup>、試験結果は統一された条件で一律に評価することが望ましいと考えられている。

今回、独立行政法人土木研究所の所有する試験装置を使用する機会が得られたため、QS Slabの実橋への適用に際し、改めて輪荷重走行試験を実施した。本稿では土木研究所で実施した輪荷重走行試験に関して、試験結果の概要と耐久性の評価について報告する。

## 2. 試験概要

### (1) 試験装置

輪荷重走行試験機は、実際の輪荷重の走行を再現するため、床版に車輪による荷重を負荷させた状態で載荷位置を移動させるものである。輪荷重の走行は、フライホイール（円板）の回転力を輪荷重の往復運動に変換することによって行っている。図-1に試験機の外観図を、表-1に試験機の主要諸元を示す。

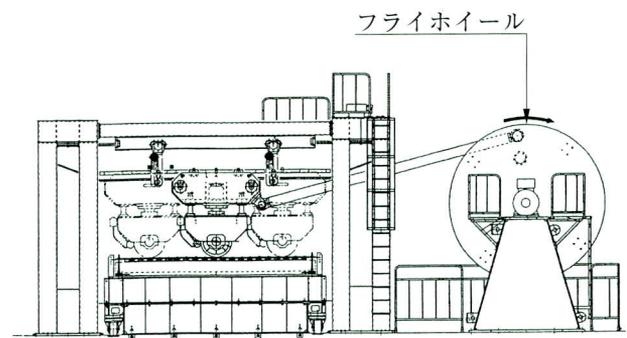


図-1 輪荷重走行試験装置

\*技術本部技術開発部技術開発課課長

\*技術本部技術開発部部長

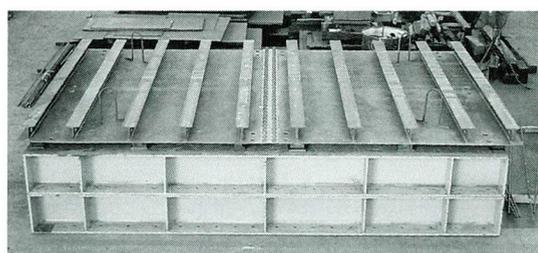
\*技術本部技術開発部技術開発課

表-1 輪荷重走行試験機の主要諸元

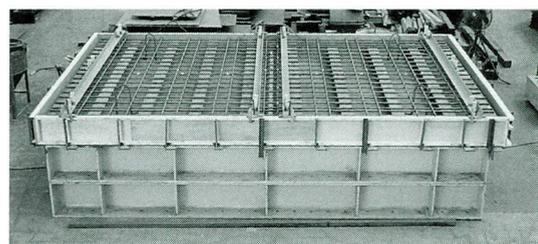
項目		仕様	
形状・寸法	試験機寸法	フレーム：高さ約5 m×長さ約8 m フライホイール：直径3.5 m, 重さ98 kN	
	供試体最大寸法	幅3.0 m×長さ4.5 m×厚さ0.35 m (床版) 治具の取り替えにより桁部を含めた実験も可能	
	車輪の種類	鉄輪：直径700 mm×幅300 mm 鉄輪：直径700 mm×幅500 mm ゴムタイヤ：9.00-R20-14PR相当 (ダブル)	
性能	駆動	走行範囲	±0.5/±1.0/±1.25/±1.5 m
		最大回転速度	59.8/42.3/37.8/34.7 rpm
	載荷	最大載荷力	走行時：490 kN 停止時：981 kN
		最大載荷ストローク	200 mm
その他	設置台数	2基：1号機 (レッド), 2号機 (イエロー)	
	設置場所	独立行政法人土木研究所 構造力学実験施設	

(2) 試験供試体

供試体は床版支間3.0mの連続版としてB活荷重に対する設計を行うが、試験装置の都合により単純支持となる。このため、連続版の支間中央の曲げモーメントが実橋と試験で同様になる支間2.5mで単純支持し、供試体の寸法は橋軸方向4.5m、橋軸直角方向2.8m (支間2.5m) とした。なお、供試体の設計には舗装厚さ10cm、および1方向当たり大型車の計画交通量2000台/日以上を考慮している。供試体の形状・寸法を写真-1および図-2に示す。

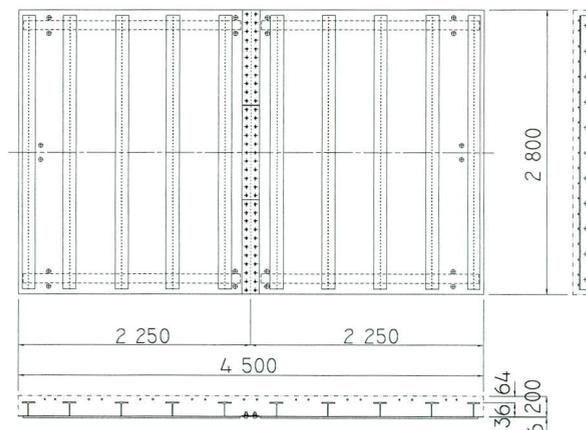


(a) 鋼製パネル

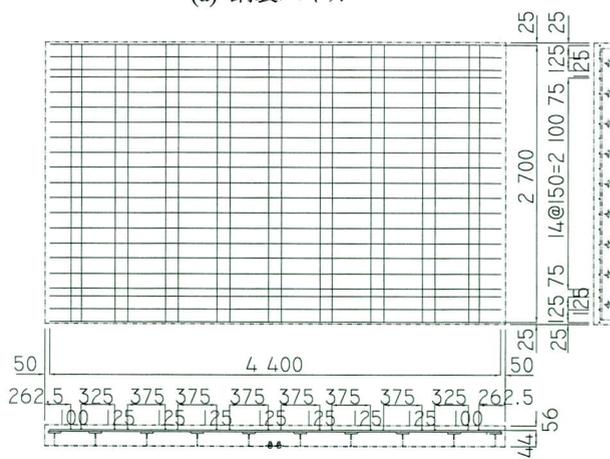


(b) 鉄筋組立後

写真-1 供試体の形状



(a) 鋼製パネル



(b) 鉄筋配置

図-2 供試体の寸法

### (3) 載荷方法

階段状漸増載荷として、以下の要領で試験を行った。

#### ①STEP-1

輪荷重走行試験に先立ち、弾性範囲内での静的載荷試験を行う。その後、0～157kN（16tf）まで19.6kN（2tf）刻みに荷重を増加させ、各々計測を行う。

#### ②STEP-2

荷重を除荷した状態と157kN載荷した状態で各々計測を行う。

#### ③STEP-3

157kNの荷重で移動載荷を開始する。100、1000、5000、1万、2万、4万回載荷後走行を停止させ、157kN載荷状態と荷重を除荷した状態とで各々計測を行う。

#### ④STEP-4

4万回載荷後荷重を19.6kN増加させ、計測した後移動載荷を開始する。2万回、4万回載荷後走行を停止させ、載荷状態と除荷した状態で各々計測を行う。

#### ⑤STEP-5

Step-4以降、4万回載荷毎に荷重を19.6kNずつ増加させStep-4の手順を繰り返す。試験は床版の破壊もしくは走行回数52万回392kNをもって終了とする。階段状載荷における荷重と走行回数との関係を下図に示す。

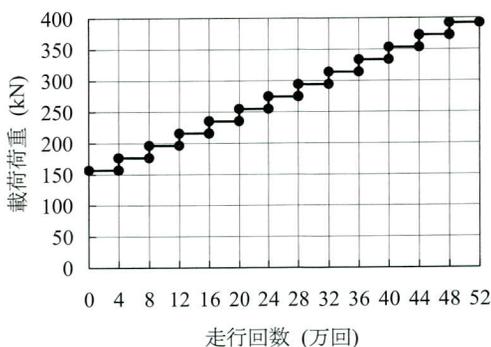


図-3 階段状載荷要領

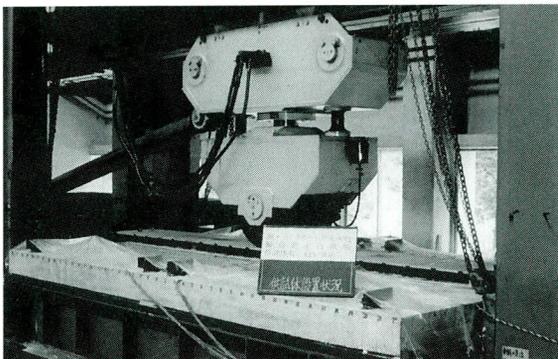


写真-2 輪荷重走行試験状況

## 3. 試験結果および考察

### (1) 走行試験

QS Slabは走行試験において荷重392kN（40tf）、走行回数52万回に至るまで損傷の発生はなかった。図-4にQS Slabとともに、土木研究所での試験結果から基準床版の最終荷重を加えた走行回数と荷重の関係図を示す。なお基準床版は、平成8年道路橋示方書に準じて設計し製作した鉄筋コンクリート床版（以下、RC8）供試体と、フルプレストレスとして設計した床板のプレストレス量を50%として製作した（以下、PRC50）供試体とした。RC8供試体は荷重274kN（28tf）、走行回数25.6万回で破壊している。また、QS Slab、PRC50は最後まで破壊に至っていない。

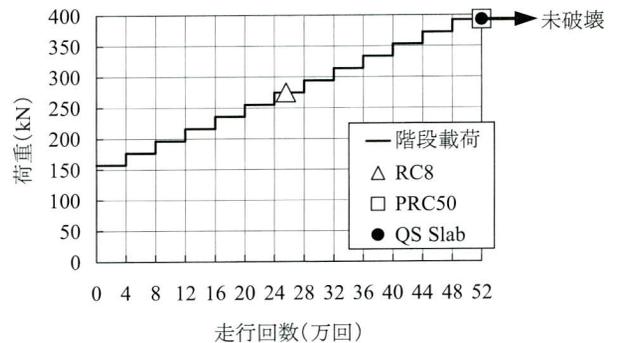


図-4 走行試験結果

### (2) たわみと走行回数との関係

QS Slabは走行回数52万回まで、たわみの急激な変化はなかった。載荷時の最大たわみは2.81mm、除荷時の最大たわみは1.27mmであった。土木研究所での試験結果であるRC8供試体、PRC50供試体のたわみ-走行回数との比較結果を図-5に示す。QS SlabとRC8供試体を比較すると、RC8供試体のたわみが大きく変化する荷重255

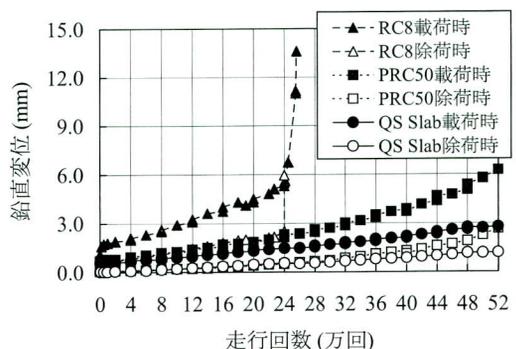


図-5 他形式床版とのたわみの比較

kN (26 tf)、走行回数24万回以前において、QS Slabの弾性たわみはRC8供試体の値の約25%であった。また、QS SlabとPRC50供試体を比較すると、走行完了時においてQS Slabの弾性たわみはPRC50供試体の値の約40%程度であった。

静的計測結果から求めた弾性たわみ（載荷時－除荷時）、および設計荷重（P=100kN）に換算した弾性たわみ（弾性たわみ／荷重）×100kN）のたわみ－走行回数（弾性たわみ／荷重）×100kN）のたわみ－走行回数の関係を図-6に示す。弾性たわみの最大値は1.58mmであった。剛性の劣化の指標となる換算弾性たわみは走行回数とともに多少増加しているが、走行完了時の換算弾性たわみ（0.39mm）は走行開始時（0.35mm）から大きく変化しておらず、ほとんど劣化していないと考えられる。また、図中にはFEM解析値を併記しているが、コンクリートの応力－ひずみ関係に材料非線形性を考慮しているため、解析値から求めた換算弾性たわみは走行開始時：0.34mm～走行完了時：0.36mmとなっている。換算弾性たわみの計測結果と解析結果は良く一致している。

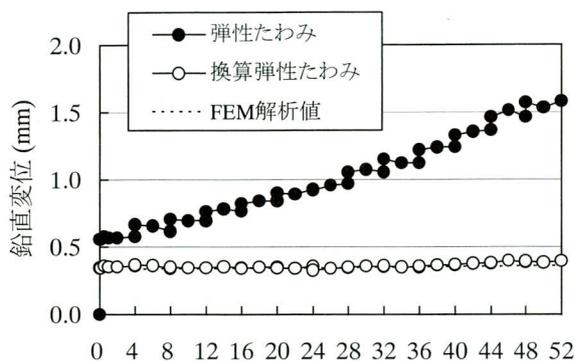


図-6 版中央部の静的弾性たわみ

また、動的たわみと走行回数の関係を図-7に示す。走行試験終了前に記録した最大値は3.15mmであり、静的たわみの最大値（2.81mm）の12%増となっている。また、走行試験終了時の動的たわみの弾性値は1.52mmで、

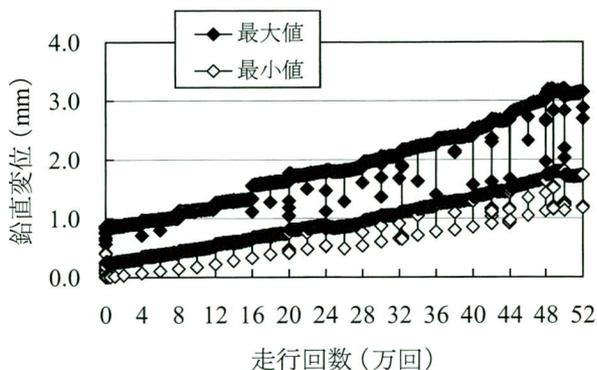


図-7 版中央部の動的たわみ

静的弾性たわみ（1.54mm）とほぼ同程度であった。

### (3) ひずみと走行回数との関係

QS Slabのひずみ性状もたわみと同様に、走行回数の増加に伴う劣化の兆候は表れていない。ひずみの計測結果から、代表的な例として底鋼板中央部の主鉄筋方向（橋軸直角方向）静的ひずみ－走行回数関係を図-8に、動的ひずみ－走行回数関係を図-9に示す。

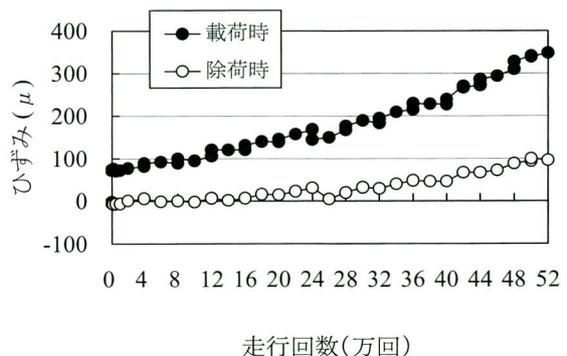


図-8 版中央部の底鋼板橋軸直角方向静的ひずみ

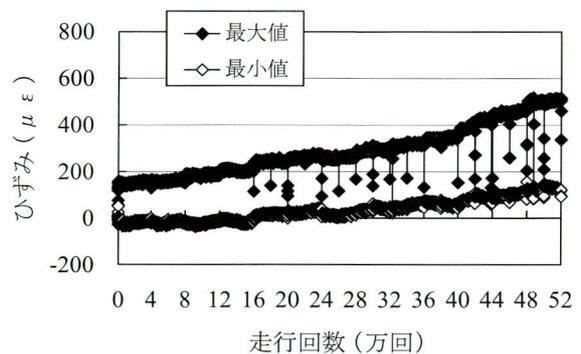


図-9 版中央部の底鋼板橋軸直角方向動的ひずみ

### (4) 供試体の損傷状況

QS Slabは走行完了まで破壊に至らなかったが、コンクリートにごく一部ひび割れ損傷、底鋼板とコンクリートとの付着劣化が確認された。以下に各部の損傷状況を述べる。

#### ①コンクリート表面のひび割れ

走行回数20万回、荷重235kNにおいて、側面の底鋼板側から60mm程度のひび割れが確認された。その後側面のひび割れは、長さおよび幅に顕著な進展はなかった。

床版上面では、走行回数44万回、荷重353kNで供試体のへりに長さ80mm程度のひび割れが確認された。その後、走行試験終了時に同様のひび割れが1箇所確認されたが、上面のひび割れは2箇所のみであった。試験終了

後に走行盤を解体して観察を行ったが、走行位置の表面にもひび割れは発生しておらず、健全な状態であった。

コンクリートのひび割れ観察結果を図-10に示し、ひび割れ状況の例を写真-3に示す。

### ②床版切断面の状況

走行試験の終了後、鋼製部材内へのコンクリート充填状況と、リブ形状に起因するひび割れ発生の有無を確認するために、供試体を切断し断面の観察を行った。

観察の結果は、切断面には切断作業により生じたひび割れ以外は見られず、走行試験により生じたひび割れは全くなかった。また、鋼製部材内へのコンクリート充填状況にも問題はなく、特にTリブフランジ裏側へのコンクリート充填性に関しては、残留気泡や充填不良はなく良好な状態であるとともに、フランジ部からの微細なひ

び割れの発生もなかった。切断面の状況を写真-4に示す。

### ③底鋼板とコンクリートとの付着の状況

輪荷重走行試験中の底鋼板とコンクリートとの付着状況は、検鉞ハンマーによる打音確認により行った。

付着劣化は走行回数26万回、荷重294kNの段階で確認され、走行回数の増加とともに範囲が広がった。付着劣化の範囲は、走行盤直下に位置するTリブ間に多く認められた。ただし、たわみおよびひずみ計測結果によれば、走行完了までの剛性低下はほとんどなかったことから、付着劣化が剛性および疲労耐久性に与える影響は小さいと思われる。

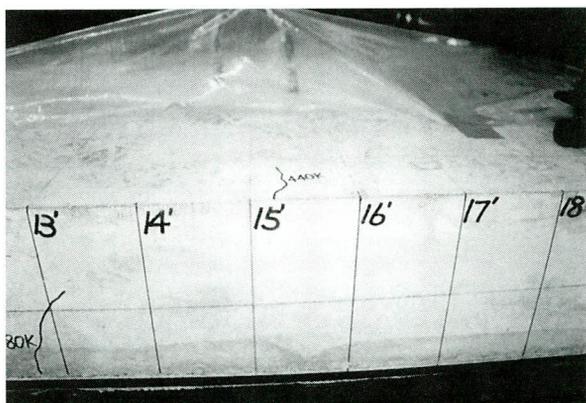
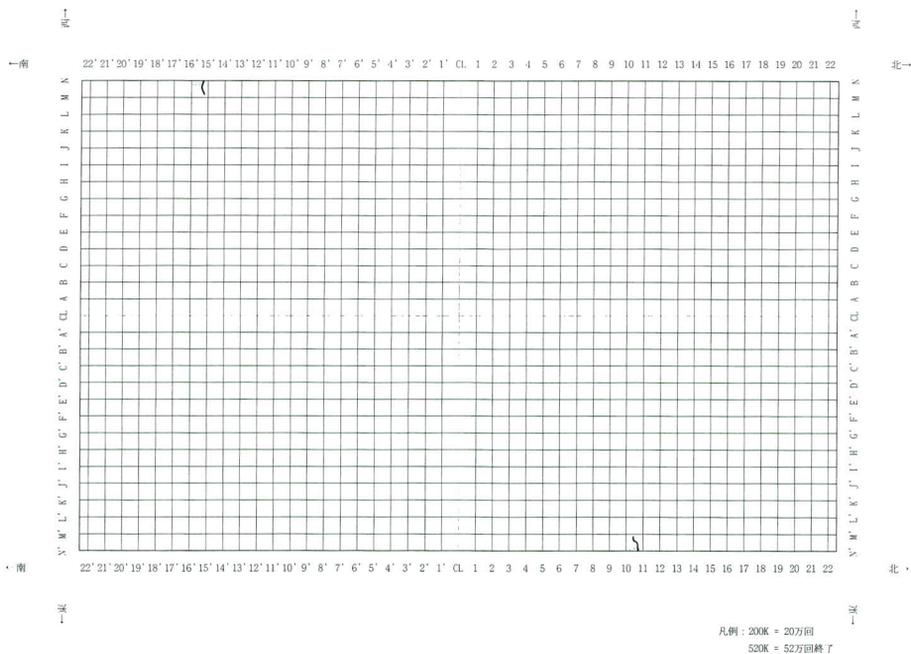


写真-3 コンクリート上面と側面のひび割れ状況



写真-4 切断面の状況



ひび割れ図 (QS Slab: 上面)

図-10 コンクリートのひび割れ観察結果

### (5) 疲労耐久性の評価

QS Slabは未破壊にて試験を終了したが、Tリブと底鋼板とのすみ肉溶接部は、疲労耐久性の照査が必要であると考えられる。そこで、Tリブと底鋼板との溶接継手に着目し、鋼構造物の疲労照査手法に準じて評価を行った。

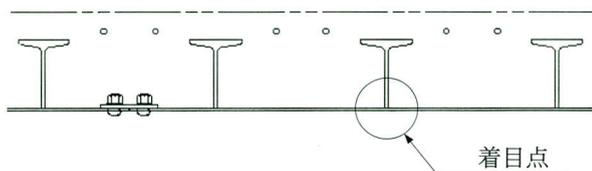


図-11 疲労照査の着目点

疲労耐久性の評価は、着目点であるTリブと底鋼板とのすみ肉溶接部の継手強度等級を“D等級”とし<sup>3)</sup>、作用応力度をひずみ計測結果ならびにFEM解析結果を基に決定した後、衝撃の影響、コンクリートのヤング係数による影響、供試体の床版厚の影響などを考慮して補正を行った。

QS Slabの疲労耐久性は、走行試験による累積損傷度を計算し、この結果を基準床版であるRC8供試体との相対比較として評価した。基準床版との相対比較結果を表-2に示す。

表-2 基準床版との相対比較結果

	補正前		補正後	
	荷重 (kN)	走行回数 (万回)	荷重 (kN)	走行回数 (万回)
QS Slab	392	52	392	48.7
RC8	275~392	25.6~52	255~333	21.8~37.3

※RC8の破壊は、押し抜きせん断破壊。

QS Slabは走行試験において破壊に至っておらず、高い疲労耐久性を有していることがわかった。

## 4. まとめ

階段状漸増載荷による輪荷重走行試験において、QS Slabは最大荷重392kN、走行回数52万回に至るまで未破壊であった。QS Slabの輪荷重走行試験により得られた知見を以下にまとめる。

① 載荷によるたわみは基準床版であるRC8と比較して25%程度であり、床版として十分な剛性を有している。

さらに、走行回数の増加によって剛性が低下することもなく、十分な耐久性を確認した。

- ② 床版コンクリートには荷重の走行によるひび割れの発生はほとんどなく、有害な損傷は全くなかった。
- ③ 鋼製パネルの連結部である高力ボルト摩擦接合部には、ボルト軸力の低下や摩擦係数の損失などによって生じる口開きは起こらず、十分な耐久性を有していることが確認できた。
- ④ 試験供試体の疲労耐久性に関して、Tリブと底鋼板とのすみ肉溶接部に着目して評価を行った。この結果、合成床版としての所要機能を十分満足し、基準床版であるRC8との相対比較から、高い疲労耐久性を有していることがわかり、実橋への適用においても全く問題ないことを確認できた。

本試験を実施するに当たり、独立行政法人土木研究所構造物研究グループ（橋梁構造）の高橋 実氏をはじめ、土木研究所の関係者の皆様には、多大なるご指導をいただきました。また、試験の実施にあたり(株)フジケンエンジニアリングの方々にご協力いただきました。ここに深く感謝の意を表します。

## <参考文献>

- 1) 佐藤，能登：鋼・コンクリート合成床版（QS Slab）の開発研究（その1），宮地技報 No.17 2001, pp. 41 - 52, 平成13年12月
- 2) 国土交通省土木研究所：道路橋床版の輪荷重走行試験における疲労耐久性評価手法の開発に関する共同研究報告書（その5）—評価編—，平成13年3月
- 3) 日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計設計指針・同解説，1993年4月，技報堂出版

2003. 2. 7 受付

# 合成床版の製作検討

## Examination of Fabrication of Steel Members for Steel/Concrete Composite Slab

千葉正幸\*<sup>1</sup> 引間隆\*<sup>2</sup> 岩波陽子\*<sup>3</sup> 佐藤徹\*<sup>4</sup> 高橋秀幸\*<sup>5</sup>  
 Masayuki CHIBA Takashi HIKIMA Yoko IWANAMI Tohru SATO Hideyuki TAKAHASHI  
 高橋亘\*<sup>6</sup>  
 Wataru TAKAHASHI

### Summary

To increase the loading capacity and durability of bridge slab, the authors have developed the steel/concrete composite slab (QS Slab). Prior to the fabrication of steel members for QS Slab, confirmation tests were conducted to discuss the cutting, drilling, and welding of I-section steel. The key process is straightening to maintain the accuracy and productivity of steel members. The quantitative data of straightening is acquired for actual fabrication.

キーワード：床版，合成床版，I形鋼，形鋼切断，型枠，シャーコネクター

### 1. はじめに

建設業の工費縮減が云われて久しい。橋梁における床版の性能は耐荷力・耐久性・施工性・経済性に優れたものが要求されている。最近の道路橋では、特に耐久性向上が求められているところである。現在、従来の鉄筋コンクリート床版に代わって、プレストレストコンクリート床版や鋼・コンクリート合成床版（以下、合成床版）が注目されている<sup>1)</sup>。

当社の合成床版Slabは、合成型枠橋梁（QS Bridge）をベースにして橋梁床版構造に応用したもので、QS Bridgeが合成構造として差し込み鉄筋を多用しているのに対して、QS Slabパーフォボンド孔と半割のI形鋼を使用することで鉄筋補強をほとんど使用しないところに特長がある。

本報告は、合成床版を実橋に適用するに際して、主として製作上の観点から種々検討したその結果を整理するものである。

### 2. 加工検討

合成床版の基本構造を図-1に示す。

薄板底板（ $t=6\text{mm}$ ）上にT形横リブを配し、コンクリートとのシャーコネクターとして $50\phi$ のパーフォボンド

孔を設けている。

製作上のポイントは薄鋼板加工の変形量の把握と矯正

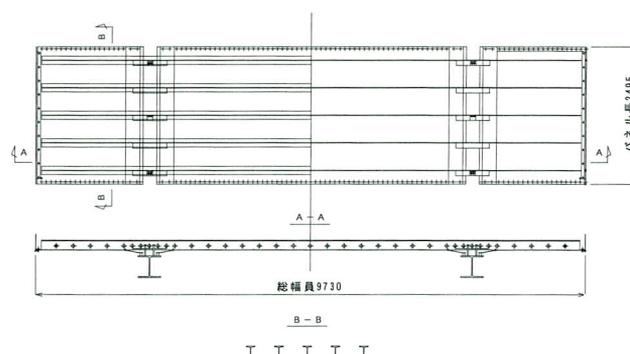


図-1 合成床版 基本構造

方法に加えて、I形鋼の切断方法とパーフォボンド孔の加工方法とその順序などである。

#### (1) I形鋼の切断

一般的に、H形鋼やI形鋼はロール過程における冷却速度のアンバランスにより、かなりの残留応力が内在する。冷却速度の速いウェブは圧縮の残留応力、フランジは引張残留応力状態となる<sup>2)</sup>。

予備検討として、図-2に示すように全長6,000mmのI形鋼をレーザー切断した場合には両端開き型の変形を生じ、最大変形量は30~50mmとなった。孔加工前の切断であっ

\*<sup>1</sup>松本工場製造部製造課課長

\*<sup>2</sup>技術本部設計部保全技術課課長

\*<sup>3</sup>松本工場製造部製造課

\*<sup>4</sup>技術本部技術開発部技術開発課課長

\*<sup>5</sup>製造部計画課

\*<sup>6</sup>松本工場製造部部長

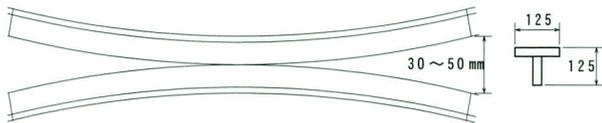


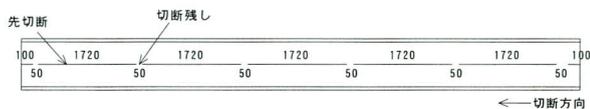
図-2 I形鋼レーザー切断時の変形量

たため、残留応力が一気に開放されたためと思われる。部材形状から、この変形の矯正は非常に困難なものである。

次に松本工場の保有設備、床上型横フライス中ぐり盤（東芝機械）を用いてパーフォボンド孔を先行加工してガス切断加工をした場合には、レーザー切断の場合と逆の変形状態となった。これは、先切断や孔加工により、残留応力分布が変化したものと思われる。この変形状態は矯正作業も比較的容易である。

図-3にガス切断加工検討状況を示す。

①先切断



②後切断

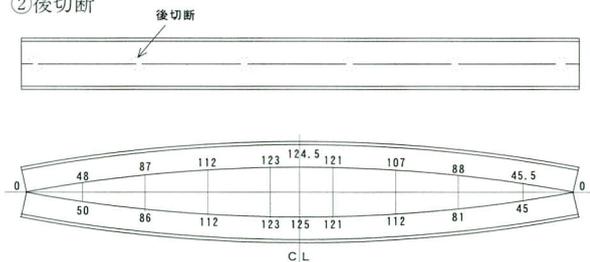


図-3 I形鋼ガス切断加工状況

(2) パーフォボンド孔の加工

I形鋼の孔明け加工方法としてはガス、レーザーなどの熱切断の他、パンチ、ドリルなどの機械的方法が考えられる。要求される孔精度を勘案するとパンチ加工で十分とも思われたが、松本工場の所有設備の内、床上型横フライス中ぐり盤（東芝機械）を使用した。加工状況を写真-1, 2に示す。

(3) T形鋼横リブの矯正検討

T形鋼の断面中立軸は、ほぼフランジ近傍に在ること

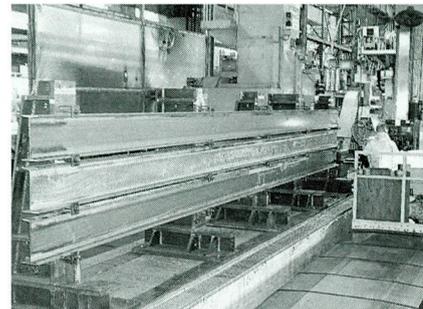


写真-1 I形鋼孔明け

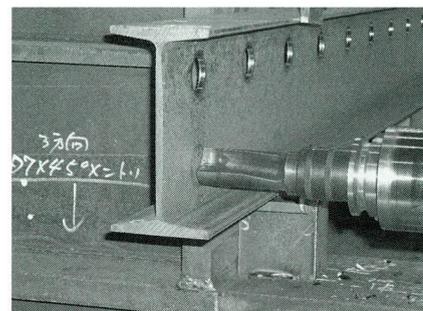


写真-2 I形鋼孔明け（アップ）

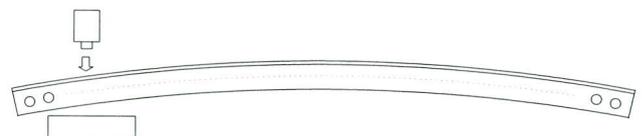


図-4 T形鋼矯正方法（上から見た図）

から加熱矯正の効果を見出せない。よって図-4のように、横プレスによる機械矯正をすることにした。

(4) 溶接検討

改造2電極キャリアボーイを搭載し自動溶接を行った。溶接試験体を図-5に、変形量を表-1に示す。

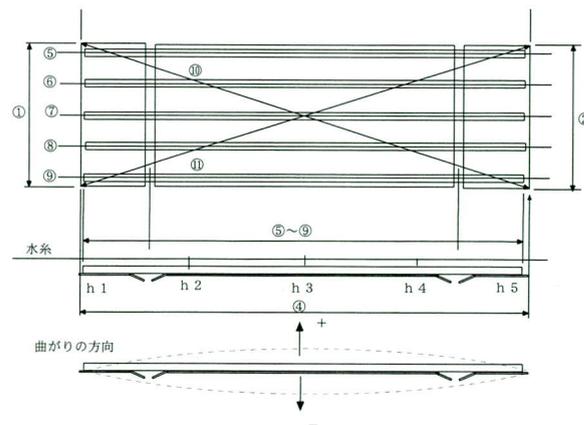


図-5 試験体図面

表-1 溶接条件と変形量

①溶接条件				
溶接ワイヤ	SM-1F 1.2φ			
電流	220A			
電圧	22V			
速度	52cm/分			
②変形量				
測定部位	組立後	溶接後	矯正後	差
	A		B	
1	2494	2492	2492	-2
2	2494	2492	2492	-2
3	9682	9680	9679	-3
4	9680	9678	9678	-2
5	9527	9527	9526	-1
6	9526	9526	9524	-2
4	9526	9526	9525	-1
8	9525	9525	9523	-2
9	9526	9526	9525	-1
5	h1	0	0	0
	h2	2	13	3
	h3	0.5	17	3
	h4	1	12	3
	h5	0	0	0
6	h1	0	0	0
	h2	1.5	9	1
	h3	1	13	1.5
	h4	0	8	1.5
	h5	0	0	0
7	h1	0	0	0
	h2	-2	7	-1
	h3	-3	10	-1
	h4	-3	7	0
	h5	0	0	0
8	h1	0	0	0
	h2	-3	6	-1
	h3	-3	10	-1
	h4	-3	5	-2
	h5	0	0	0
9	h1	0	0	0
	h2	-2	10	1
	h3	-3	14	0.5
	h4	0	10	0.5
	h5	0	0	0

(5) 溶接結果のフィードバック

今回の試験体形状（全幅約10m）では矯正後の縮みは最大3mmである。このことから製作に際しては0.3mm/mの縮み代を考慮することとする。

また、幅員のマイナスは許容されないことから、縮み代を考慮に入れ最終の全幅は0~+15mmを目標とする。

曲がり量は溶接後最大で17mm発生しているが、加熱矯正により±3mmに押さえることが出来、良好な結果であった。

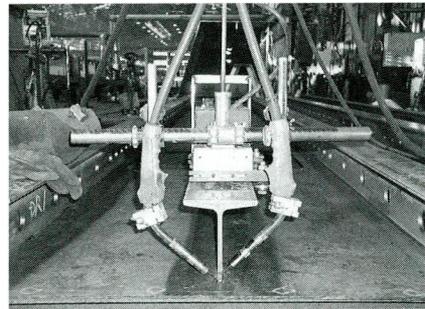


写真-3 改造2電極キャリアボーイ

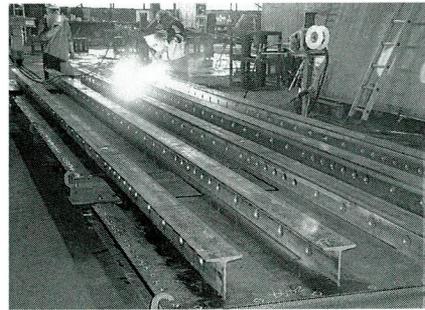


写真-4 試験体溶接中

### 3. 実施工

当社は既に2橋の合成床版を施工済みである。標準的な製作フローを図-6に、加工工程写真を①～⑨に示す。

#### (1) 製作フロー

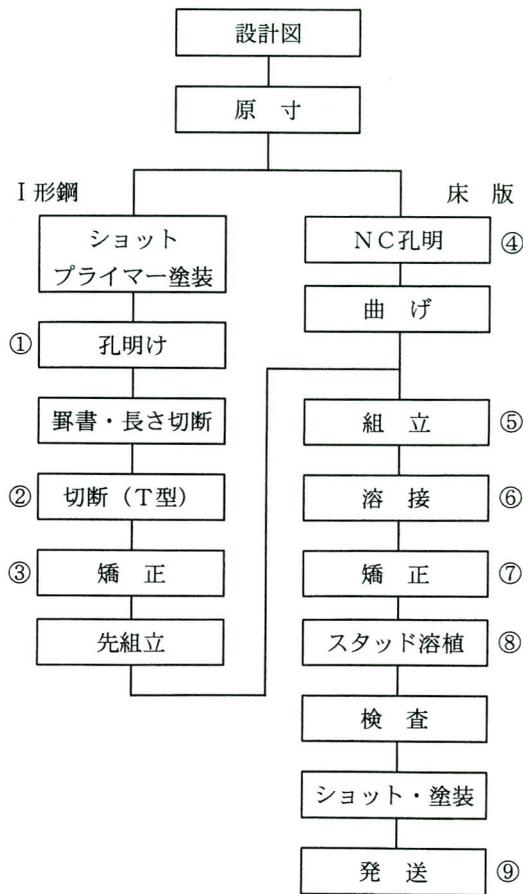


図-6 製作フロー

#### (2) 加工工程

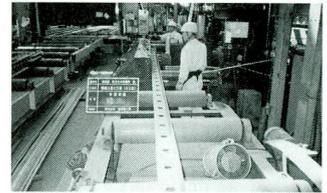
工程①  
I形鋼孔明け



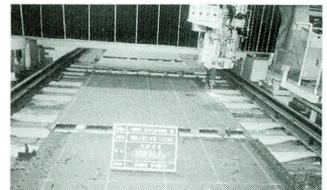
工程②  
I形鋼切断



工程③  
T形鋼  
横プレス矯正



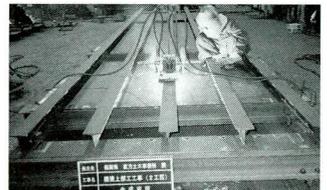
工程④  
床版NC孔明け



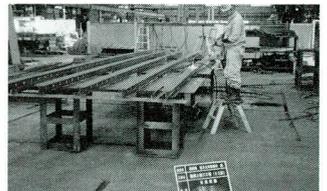
工程⑤  
床版組立



工程⑥  
床版溶接



工程⑦  
床版加熱矯正



工程⑧  
ハンチプレート  
スタッド溶植



工程⑨  
発送積込状況



## 4. 課題

当社合成床版は既に2橋の製作を行い、いくつかの課題を確認した。これらはいずれも実績づくりを主眼に施工方法を種々模索しながらの製作であり、今後は次に示す設計・施工上の課題に関して関係部署の知見を基に改善策を検討する必要がある。

### (1) 設計・開発

現在はコンクリートの充填を最優先に考えてI形鋼を使用しているが、材料の調達やコスト面からH形鋼の使用を検討する必要がある。鋼製型枠と云った観点からは、当然水密性が要求される場所であり、橋軸方向・橋軸直角方向の継手構造も施工性と合わせて見直しが必要である。

また、鋼材とコンクリートとの付着に係る鋼材の塗装仕様も同様である。

### (2) 製作加工

薄板鋼材の加工について、更に習熟度を増す必要がある。ライン化に向けてT形リブの孔明け・切断・矯正作業の改良と、組立・溶接作業の一元化が挙げられる。軽量製品の工場内移動を極力なくす事で、生産効率を向上させることも必要である。また、輸送効率にも目を向ける必要がある。

### (3) 現場施工

床版のプレハブ工法と云った観点からは、足場の省略を目指すことが重要である。出来るだけ上面からの作業を前提に部材の搬入、敷設方法の合理化をすると共に、止水構造とコンクリートの配合設計を見出す必要もある。

## 5. まとめ

橋梁における床版は従来鉄筋コンクリートが一般的であったが、計画を上回る交通量や過積載車両の走行などにより過酷な使用状況にある。より高機能的な橋梁床版として鋼・コンクリート合成床版があり、耐久性は独立行政法人土木研究所の輪荷重走行試験により確認済みである<sup>3)</sup>。

本文は当社が開発したT形リブを使用した合成床版の製作に先立って実施した事前検討と、引き続き実施した2件の合成床版の主として加工面の報告をした。

2橋の製作経験で当面合成床版の加工を軌道にのせることが出来た。但し、量産に向けての課題も残っており、関係部署の協力を得て改良を進める所存である。

### <参考文献>

- 1) 佐藤，能登：鋼・コンクリート合成床版（QS Slab）の開発研究（その1），宮地技報No17，pp.41～52
- 2) 石川，藤盛：熱間圧延H形鋼の残留応力計測，非破壊検査昭和60年度春季大会講演概要集，IV-3，pp.176～177，非破壊検査（昭和60年2月号別冊）
- 3) 佐藤，能登，山下，岩下：鋼・コンクリート合成床版（QS Slab）の開発研究（その2），宮地技報No18

2003. 1. 29 受付

## グラビア写真説明

### 奥裾花大橋

奥裾花大橋は、奥裾花自然園入り口の奥裾花ダム湖上に位置する、林道にかかる日本最長の中路式ローゼ橋です。奥裾花自然園は、長野県鬼無里村を流れる裾花川の源流部にあり、ミズバショウの群生地として行楽シーズンには、多くの観光客が訪れますが、自然園に続く林道大川線は、道幅が非常に狭く、観光シーズンでの大型バスの片側交互通行が余儀なくされ、交通渋滞が発生します。

奥裾花大橋は、林道大川線の一部として周辺の森林資源の開発と活用を図ると共に、交通渋滞を緩和することを目的として建設されます。  
(山田)

# 長支間(8.0m) I 形鋼格子床版の疲労耐久性 および漏水防止対策

## Fatigue Durability and Anti-Water Leakage Measure for the Long Span (8.0m)I-Shaped Grid Steel Deck Slab

生駒 元\*<sup>1</sup> 小原 洋介\*<sup>1</sup> 河西 龍彦\*<sup>2</sup>  
Motoshi IKOMA Yousuke KOHARA Tatuhiko KASAI

### Summary

K-ramp bridges(steel superstructure) construction in the 2nd Toumei expressway at Nagoya South Interchange are placed over a national road. Thus, the erecting plan and structural selection are very important. The circumstances of adopting the long span grating floor slab on the tiny-box-girder and labor-saving steel I-girder bridge and the outline of experiment for checking out of the fatigue-durability and the structural change for anti-water leakage with the water-spill experiments.

キーワード：長支間グレーチング床版，狭小箱桁，省力化鋼I桁橋，疲労耐久性，漏水対策

### 1. まえがき

名古屋南Kランプ橋は、第二東名高速道路と名古屋高速道路公社を結ぶランプ橋である。Kランプの桁下空間にはほぼ並行して国道23号が供用されており、また国道23号と国道302号が交差する箇所や、ランプ橋を跨ぐ区間があるなど事前の架設計画が非常に重要であった。

また桁下の作業ヤードがないことから、国道23号および302号上は夜間による送り出し架設や横取り架設となり厳しい工程管理が必要であった。(図-1、写真-1、2、3、4)

Kランプ橋は、桁下に国道やランプが供用しているこ



図-1 位置図

とからコンクリート打ち込み時における漏水を極力抑えられる床版形式であることと、床版の支間が最大約8.0mあり疲労耐久性に優れている床版を選定することが重要であった。

以下にI形鋼格子床版の疲労耐久性の確認およびコンクリート打ち込み時における漏水防止対策について述べる。



写真-1 Kランプ橋 KP3~KP5



写真-2 名古屋南IC全景模型

\*<sup>1</sup>技術本部設計部設計一課

\*<sup>2</sup>技術本部設計部設計一課課長

## 2. 設計条件

この工事はランプ橋が6橋あり、構造形式も多種多様

である。以下に本工事の全体図（図-2）を示す。また、Kランプ橋の構造一般図を図-3、図-4に示し、設計条件を表-1、表-2に示す。Kランプ橋の架設計画図を図-5に示す。

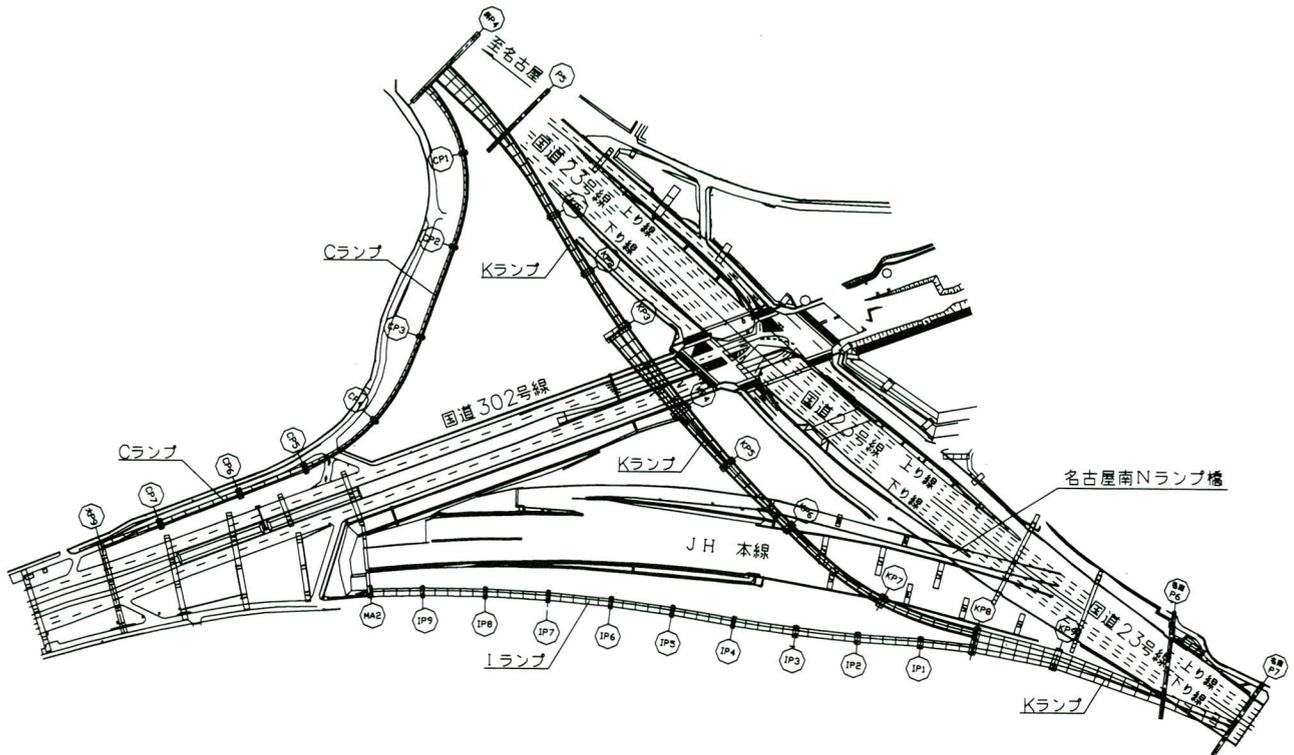


図-2 全体図

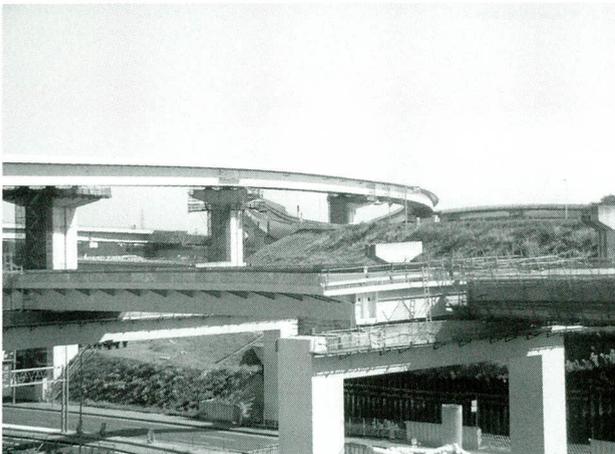


写真-3 名古屋南Nランプ橋を跨ぐKランプ橋

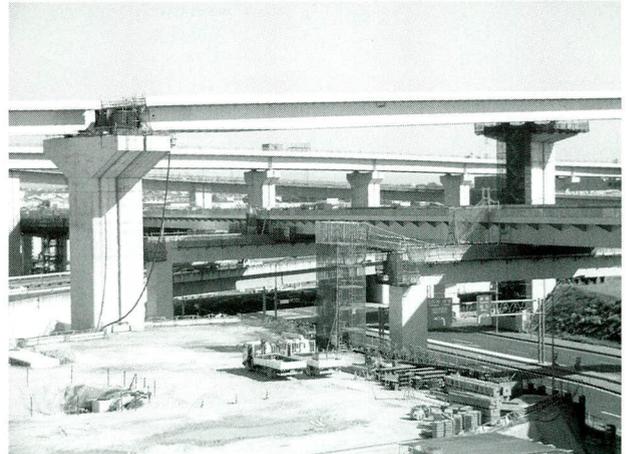
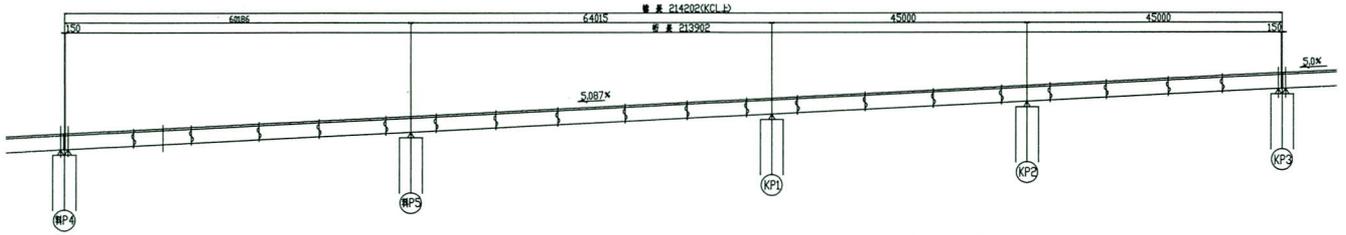


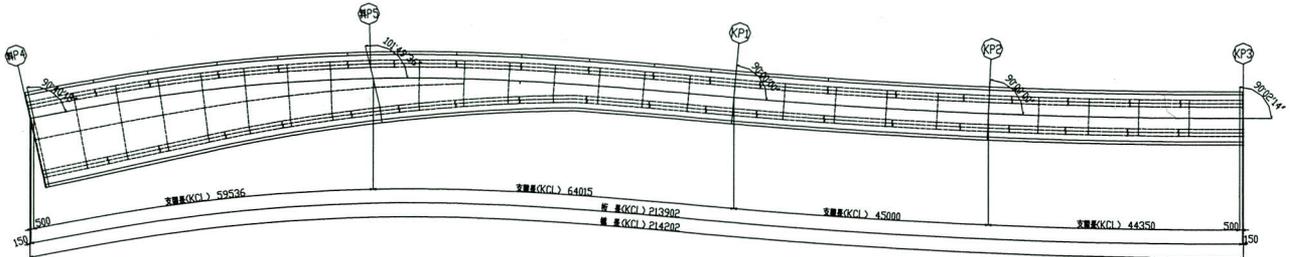
写真-4 国道302号を跨ぐKランプ橋

料P4~KP3 クランプ橋構造一般図

側面図

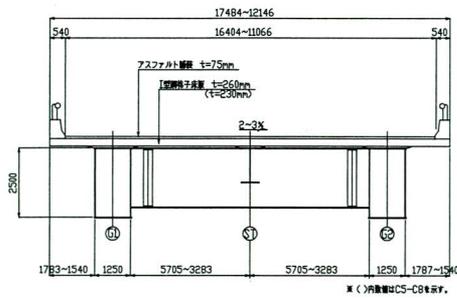


平面図



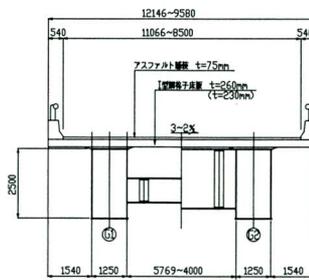
断面図

料P4 ~ C8



※( )内数値はCS-C8を示す。

C8 ~ KP3



※( )内数値はC11-KP3を示す。

KP3

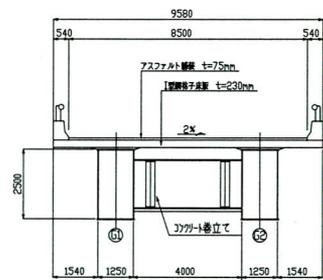


図-3

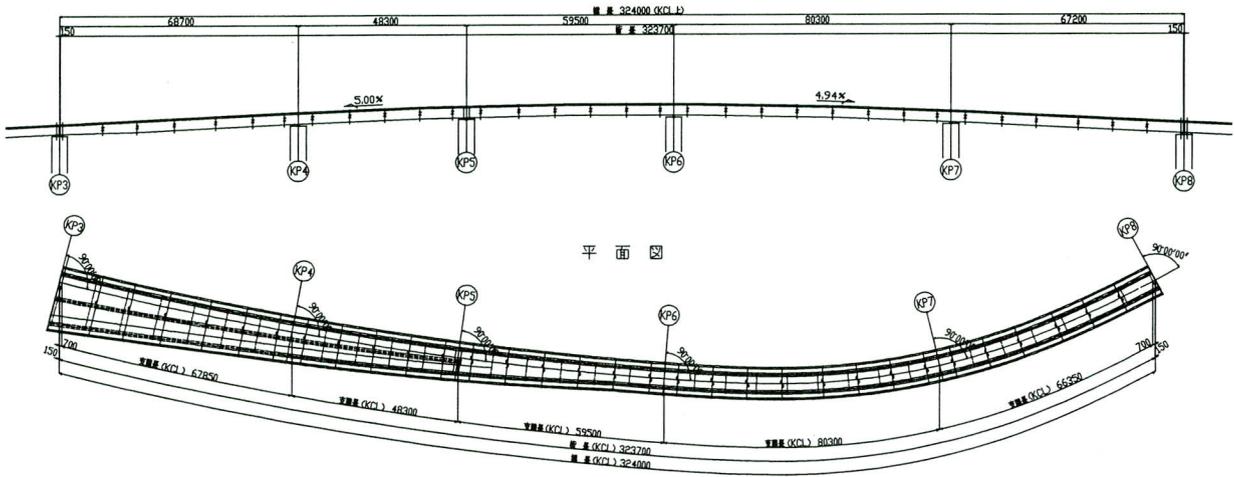
表-1

設計条件

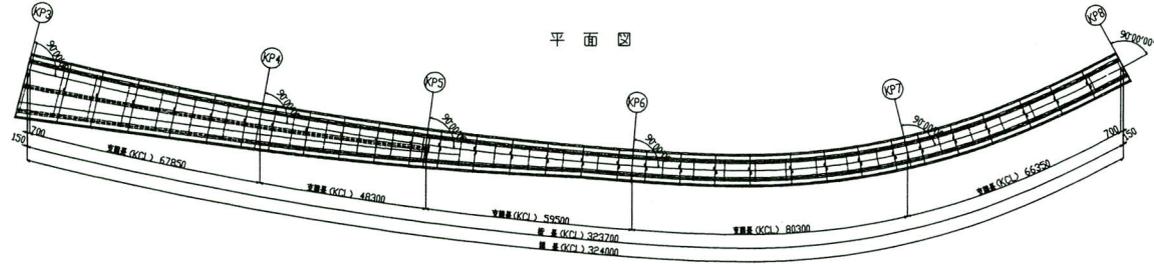
道路規格	A規格ランプ
設計荷重	B活荷重
形式	鋼4径間連続非合成2箱桁橋
設計速度	V=60km/h
橋長	214.2m
桁長	213.9m
支間長	59.536m+64.015m+45.000m+44.350m
総幅員	17.493m~9.580m
有効幅員	16.143m~8.500m
斜角	S1=90°40'18" 料P5=101°49'36" KP1=90°00'00" KP2=90°00'00" S2=90°02'14"
平面線形	R=300、-1000
縦断線形	5.087%
舗装	高機能舗装 t=75mm
床版	I形鋼格子床版 260~230mm
高欄	鉄筋コンクリート半壁高欄・鋼製高欄
主要鋼材	SM400, SM490Y, SM570
適用示方書	設計要領第二集(日本道路公団 平成12年7月) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会 平成8年12月) 第二東名・名神 鋼少数主桁橋の設計・施工指針(案) (高速道路技術センター 平成12年10月)

KP3~KP8 Kランプ橋構造一般図

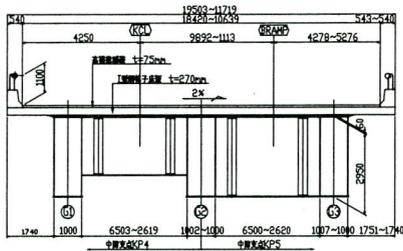
側面図



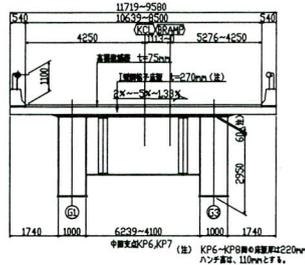
平面図



KP3 ~ KP5



断面図  
KP5 ~ KP8



KP8

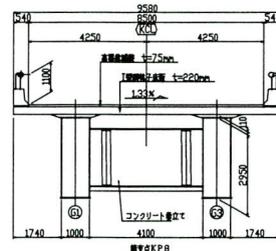


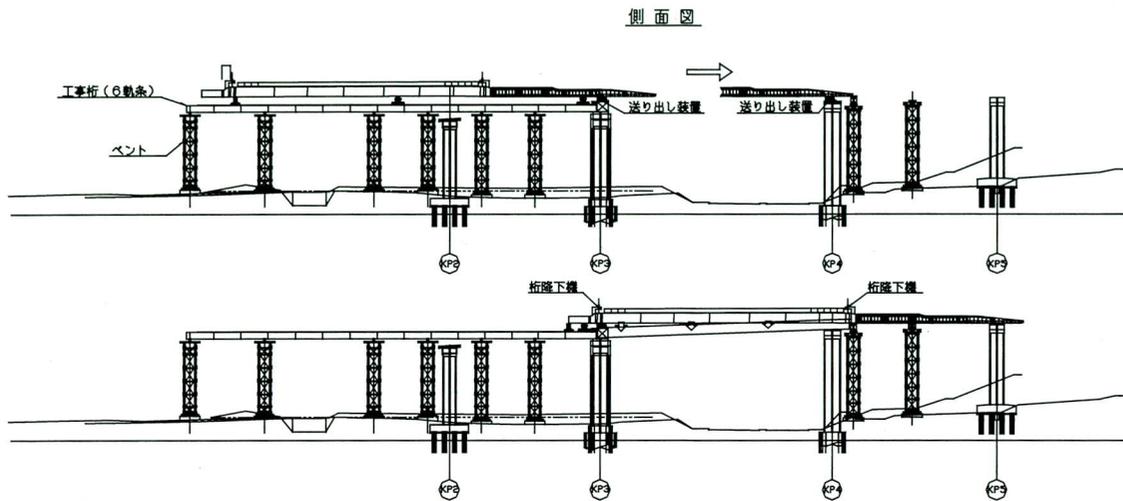
図-4

表-2

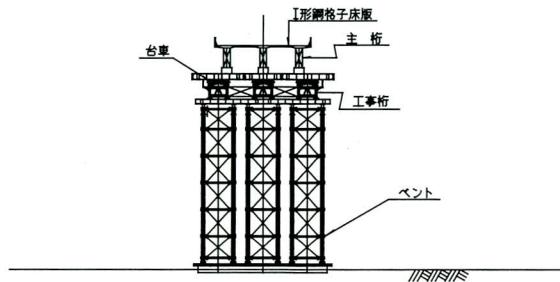
設計条件

道路規格	A規格ランプ
設計荷重	B活荷重
形式	鋼5径間連続非合成2~3主箱桁
設計速度	V=80km/h
橋長	324.000m
桁長	323.700m
支間長	67.850m+48.300m+59.500m+80.300m+66.350m
総幅員	19.505m~9.580m
有効幅員	18.425m~8.500m
斜角	90°
平面線形	R=1000,200
横断勾配	2.00~5.00%
縦断勾配	2.00% 2.00%
舗装	高機能舗装 t=75mm
床版	I形鋼格子床版 270~220mm
高欄	鉄筋コンクリート半壁高欄・鋼製高欄
主要鋼材	SM400, SM490Y, SM570
適用示方書	設計要領第二集(日本道路公団 平成10年7月) 道路橋示方書・同解説(日本道路協会 平成8年12月) 第二東名・名神 鋼少数主桁橋の設計・施工指針(案) (高速道路技術センター 平成12年10月)

KP3~KP4間送り出し架設計画図



断面図



KP4~KP8間 大ブロック一括架設および横取架設計画図

側面図

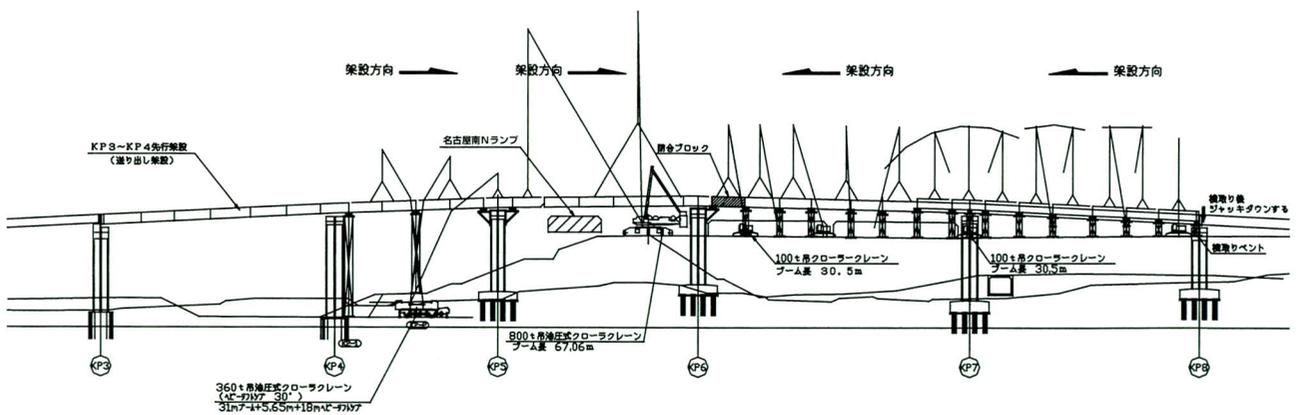


図-5

### 3. 床版形式の検討

本橋の床版は耐久性が高いプレキャストPC床版を採用することを基本としていた。しかし、Kランプ橋は桁下に国道302号があり、車両が通行しているため、施工時における桁下への安全対策として底鋼板を有する合成床版を採用する必要があった。

基本設計ではI形鋼格子床版で計画されていたが、底鋼板の板厚が薄く ( $t=1.0\text{mm}$ )、防食性・耐久性の更なる向上が求められた。また国道上に位置することから、床版の施工も限られた夜間規制 (12時間) の中で施工を行わなくてはならないなど架設時の施工性も考慮する必要があった。

上記の問題を踏まえ床版の形式選定にあつたては、以下の制約条件が考えられた。

- ①床版支間が最大で8.0mの箇所があり、道路橋示方書の適用範囲の6.0mを超えるため、床版の疲労耐久性が確認されているもの。
- ②工程上の理由から床版を敷設して送り出し架設および横取り架設が可能。
- ③床版コンクリートの打ち込み時において国道上の漏水を極力抑えられる床版形式

選定の対象として考えた床版形式は、I形鋼格子床版、合成床版、プレキャストPC床版、場所打ちPC床版の4種類で、耐久性・施工性・経済性についてそれぞれのメリット、デメリットを比較した結果以下のことが考えられた。

#### ■ プレキャストPC床版

- ①国道上の落下物防止対策が困難。
- ②そのため床版施工後の架設となるため、架設時の死荷重が大幅に増となる。
- ③その結果、ベント基礎、ベント、軌条桁、送り出し装置、手延べ機、ジャッキが大がかりなものとなり、かなりの架設費増となる。
- ④送り出す鋼桁の縦断勾配が6.0%と今までに例が無い急勾配での送り出し架設であるため危険性が高い。
- ⑤送り出す桁の径間長と桁下の国道302号の幅員がほぼ同じ長さであることから、プレキャストPC床版を敷設する範囲が全長にわたってしまう。そのため架設時の桁の変形や、送り出し部以外の径間の後死荷重によって生じる負曲げによって、先に施工した

床版に引張力が作用するなどの理由から床版にひび割れが生じるため、床版の耐久性を損ねることとなる。

- ⑥平面線形が曲線でありかつ幅員が変化しているため、プレキャストPC床版の型枠が異形パネルとなり不経済である。

#### ■ 場所打ちPC床版

- ①工程が最も長くなる。
- ②国道上においては全面足場となるため、床版施工完了後の型枠および足場撤去の作業が発生するが、国道の規制時間内では撤去できない。

#### ■ I形鋼格子床版

- ①I形鋼格子床版は、「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 平成9年版」で設計曲げモーメントの適用支間が8.0mまで可能である。
- ②床版の型枠を架設してからの送り出し架設となり、供用中の交差道路の多い本橋においては、コンクリート打ち込みの型枠の施工および撤去が省略でき簡易的な施工が可能である。
- ③底鋼板はコンクリート打ち込み時の型枠の役目を果たし、通常厚さ1mmの亜鉛メッキ鉄板を標準としており塗り替え塗装が不要である。
- ④プレキャストPC床版に対して、架設時の死荷重が約半分以下となり、架設設備等の規模が小さくでき経済的である。
- ⑤コンクリート打設が鋼桁架設後となり、床版コンクリートに架設時の応力等の影響がないため品質が安定する。

#### ■ 合成床版

- ①合成床版は、「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物 平成9年版」で設計曲げモーメントの適用支間が8.0mまで可能である。
- ②架設に関してはI形鋼格子床版と同様のメリットがある。
- ③床版の耐久性に関しては、PRC床版と同程度以上であることが確認されている。
- ④底鋼板が構造部材であるため、維持管理を継続的に行う必要がある。本橋は、国道上に位置するため将来の塗り替え塗装等の維持管理が非常に困難であることが予想される。

以上の結果から国道上のKランプ橋はI形鋼格子床版とし、特に架設時の弊害がないCランプ橋およびIランプ橋はプレキャストPC床版を採用することとした。

#### 4. 長支間(8.0m) I形鋼格子床版の耐久性の確認

本橋の最大床版支間は7.973mであり(図-6)、ここについては長支間対応型のI形鋼格子床版を採用することとした。従来のものより大型のI形鋼(I-200)を用いることにより床版支間8mまで対応可能となった。

床版の設計は「鋼構造物設計指針 PART B 合成構造物平成9年度版」(土木学会)の指針に基づいて行った。

疲労耐久性については、床版支間6mまでは実物大輪荷重走行試験によって確認されているものの、床版支間7.973mについては確認試験の結果がなかったため、これについては、FEM解析によって検討を行った。

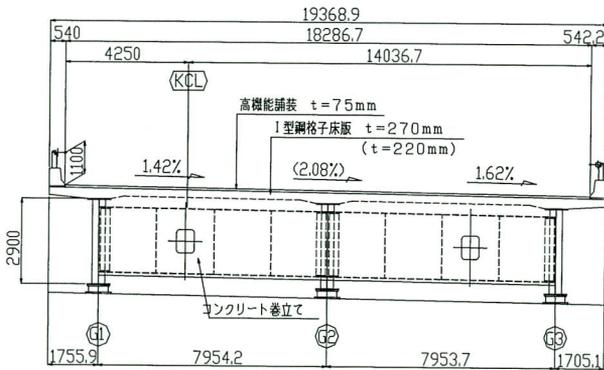


図-6 断面図

##### 4-1. 検討方法

###### (1) 疲労耐久性の着目点

I形鋼格子床版の疲労の特徴は、床版支間が短くせん断力が卓越する場合でもコンクリートの押抜きせん断では破壊せず、I形鋼のウェブに設けているパンチ孔の隅角部から、応力集中によって疲労亀裂が生じることが今までの疲労実験結果より確認されている。したがって、疲労照査はI形鋼パンチ孔の隅角部に発生する応力に着目して行った。

###### (2) 着目点の応力範囲の算出

###### ① 疲労照査用活荷重

床版支間を8mとした単純支持版で、床版を直交異方性版としてモデル化したFEM解析モデルに照査用活

荷重としT荷重1組み(20tf)を載荷して断面力を算出した。

###### ② 活荷重による衝撃係数

活荷重による衝撃係数*i*は「鋼道路橋の疲労設計指針(案)・同解説 平成12年11月12日」に準ずることとした。

###### ③ I形鋼パンチ孔隅角部の応力

この隅角部に発生する応力は、曲げモーメントによる軸方向応力とせん断力による二次曲げ応力の合成応力が発生するため以下の算定式より計算した。

###### ④ 疲労強度

疲労寿命曲線としては、「鋼構造物の疲労設計指針・同解説 1993.4(日本鋼構造協会)」に示されるB等級が適用できる。したがって、FEM解析によって断面力を算出し、パンチ部の発生応力度を求め、JSSCのB等級の疲労寿命曲線と比較することによって疲労耐久性を評価した。

###### ⑤ 疲労耐久性の評価

着目点に発生する応力変動範囲とB等級の応力範囲の打ち切り限界とを対比して検討した。

- ・ 一定振幅応力の打ち切り限界  $\Delta \sigma_{ce} = 155 \text{MPa}$
- ・ 変動振幅応力の打ち切り限界  $\Delta \sigma_{ve} = 72 \text{MPa}$

#### 4-2. 検討条件

検討条件を表-3、表-4に示す。

表-3

床版寸法	支間 8m(単純版) × 長さ 40m
床版厚さ	27cm
床版断面	I形鋼: I-200@20cm 配力鉄筋: 上側 D19@20cm 下側 D19@10cm
有効断面	底板と引張側コンクリートは無視
ヤング係数比	鋼とコンクリートとの比 n=10

表-4

活荷重	T荷重1組(10tf × 2輪)
接地面積	20 × 50cmが床版厚の1/2まで45度分布, 47 × 77cm
衝撃係数	道路橋示方書の1/2 $i = 20 / (50 + 8) \times 1/2 = 0.172$
検討ケース	3ケース(図3参照)

活荷重の載荷方法(図-7)は床版の曲げモーメントおよびせん断力が最大となるように以下の3ケースを考慮した。

- ・ Case-1：1組のT荷重（10tf×2輪）を支間中央部に  
 載荷
- ・ Case-2：1組のT荷重（10tf×2輪）の片輪が支間中  
 中央部にくるように載荷
- ・ Case-3：1組のT荷重（10tf×2輪）を端部に載荷

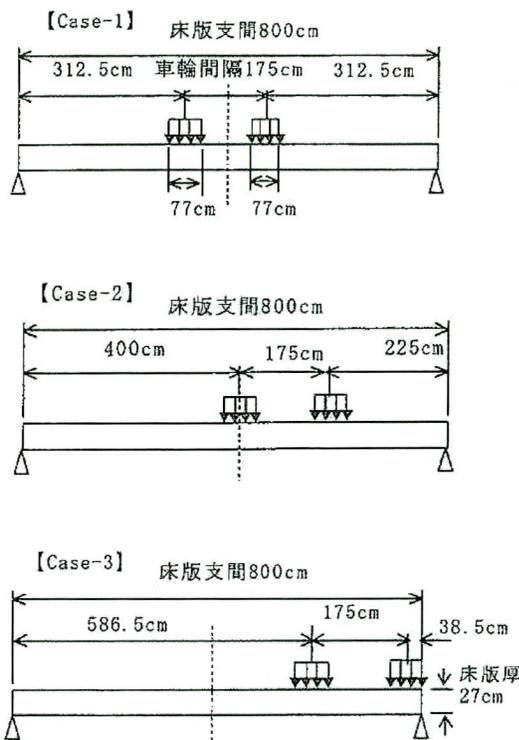
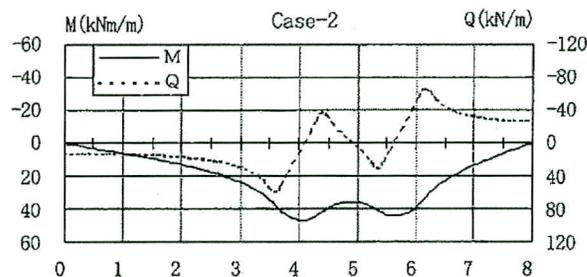
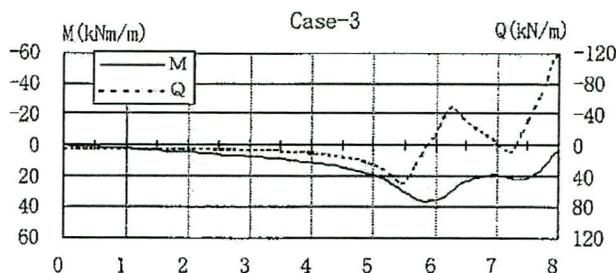


図-7 活荷重の載荷方法



橋軸直角方向位置(m)	3.0	3.6	4.0	5.0	6.0
曲げモーメント M(kNm/m)	23.1	37.9	46.1	35.4	37.8
せん断力 Q(kN/m)	28.5	58.4	10.4	2.7	56.1
$\sigma_M$ (MPa)	27.3	44.8	54.5	41.9	44.6
$\sigma_Q$ (MPa)	14.9	30.5	5.4	1.4	29.3
$\sigma = \sigma_M + \sigma_Q$ (MPa)	42.2	* 75.3	59.9	43.3	73.9



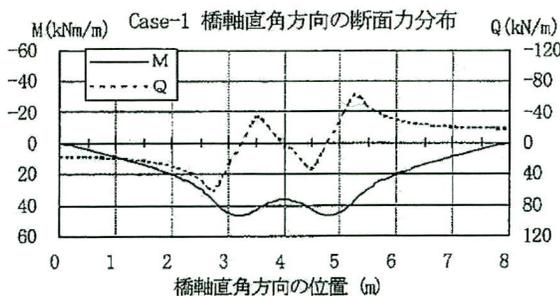
橋軸直角方向位置(m)	4.0	5.0	6.0	7.0	8.0
曲げモーメント M(kNm/m)	11.1	19.8	35.8	19.4	3.9
せん断力 Q(kN/m)	10.5	26.1	11.8	1.6	119.1
$\sigma_M$ (MPa)	13.1	23.4	42.4	22.9	4.6
$\sigma_Q$ (MPa)	5.5	13.7	6.2	8.0	62.2
$\sigma = \sigma_M + \sigma_Q$ (MPa)	18.5	37.1	48.5	23.7	* 66.8

図-8 断面力分布 (Case-1、2、3)  
表-5 発生応力度 (Case-1、2、3)

### 4-3. 検討結果

FEM解析により求めた断面力分布を図-8 (Case-1、2、3) に示す。また発生応力度を表-5 (Case-1、2、3) に示す。

各ケースの最大断面力を用いてパンチ孔隅角部の応力を算出した結果、Case-1の76.2MPaが最大発生応力であった。この値はT荷重を1台載荷した時の応力であるが、実際にはT荷重が2組同時に載荷されるケースも考えられる。また過積載重量も想定されるため、タンデム荷重（2軸）で40tfを疲労照査用活荷重と仮定した。その場合でも76.2×2=152MPaとなり、疲労B等級の一定振幅応力に対する打ち切り限界 $\Delta\sigma_{ce}=158$ MPaに比べて小さい値であり、詳細な疲労照査を行う必要がない応力範囲であった。この結果から、I形鋼格子床版は十分な疲労耐久性を有していることが確認できた。



橋軸直角方向位置(m)	2.0	2.7	3.0	4.0	5.0
曲げモーメント M(kNm/m)	20.1	37.3	45.2	36.7	45.2
せん断力 Q(kN/m)	29.6	61.5	25.2	0.0	25.2
$\sigma_M$ (MPa)	23.8	44.1	53.4	43.3	53.4
$\sigma_Q$ (MPa)	15.4	32.1	13.2	0.0	13.2
$\sigma = \sigma_M + \sigma_Q$ (MPa)	39.2	* 76.2	66.6	43.3	66.6

#### 4-4. 底鋼板の防錆の改善

I形鋼格子床版の特徴として、底鋼板は断面計算上では考慮しておらず、型枠としての機能のみを有している。そのため今までは標準として亜鉛メッキ鋼板の板厚を1mmとしていた。

しかし、さらなる防食性・耐久性を向上させた床版とするため以下の改良を行うこととした。

- ・底鋼板の板厚を1.0mm→1.6mmにUP
- ・膨張コンクリートを使用

この他に亜鉛メッキ鋼板よりさらに優れた防錆効果を有するスーパーダイヤモンド鋼板が現在開発されているが、残念ながら本工事では時期的な問題で採用までにはいたらなかった。

#### 5. 漏水防止対策の確認試験

本橋は国道上を跨ぐランプ橋であることから、コンクリート打ち込み時に生じる漏水を防止できる構造にする必要があった。今までの施工実績からある程度の漏水防止対策は考慮された構造であったが、ここでは漏水をゼロ目標とし、かつ現状の製作単価の範囲で可能な構造改良を検討した。I形鋼格子床版の継手部は底鋼板の製作上、床版部とハンチ部の鋼板の継手部で板が重ね合わさる部分が生じる。また輸送上の理由より1パネルを2.0m以下としているため、現場継手部の底鋼板の重ね合わせ部から漏水する可能性が考えられた。これまでは工場および現場にて押さえ金具により鋼板のスキ間を圧着させることで対処し、部分的にシーリングをする程度であった。しかし、今回は今まで以上に漏水防止性能を高めた構造にするため、**図-9**に示す構造変更を提案した。

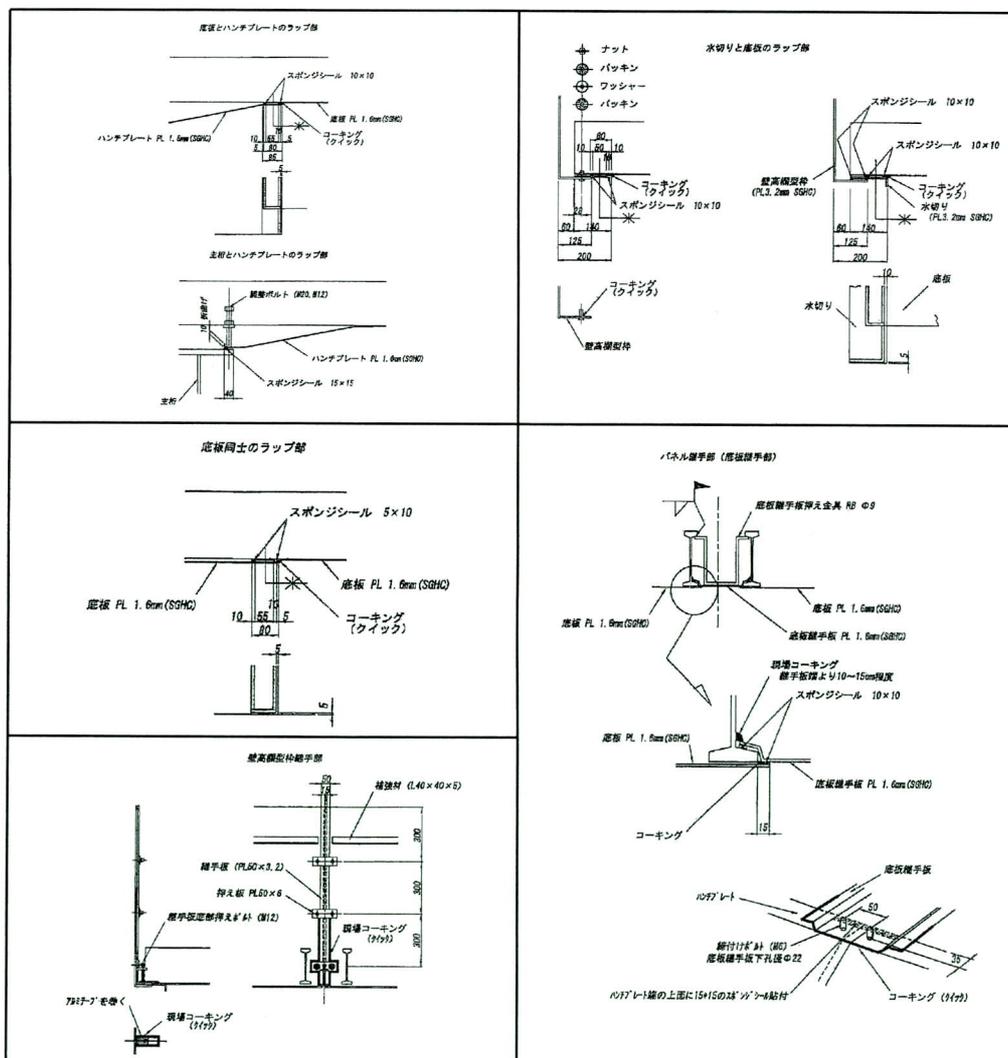


図-9

## 5-1. 試験概要

試験方法は、始めに漏水が最も過酷な条件となる水張り試験を行い、漏水しやすい箇所を認識し、かつ漏水対策がどの程度有効に機能しているのかを確認した。

試験体は図-10に示すように、支間長3m、幅2m、長さ5.5m、床版厚27cmのパネル2枚を中央の継手部で接続し、I形鋼の間隔の違いによる差異を確認するため、ひとつは30cm、もう一体を21cmとした。壁高欄の鋼製型枠も実橋と同様の構造とした。また、構造的に最も漏水が懸念される排水柵貫通部も再現することとした。さらに漏水対策の違いによる効果の差異を確認する目的で、以下の4タイプに区分することとした。

- A；ボルト締め付け+押さえ金具+コーキング
- B；ボルト締め付け+押さえ金具

- C；押さえ金具+コーキング
- D；押さえ金具のみ

また、実際の現場施工を想定して、試験当日にパネルの敷設から作業を開始し、現場での施工性による影響も確認した。水張りの水位は床版厚と同じ26cmまでとした。水張り完了後、バイブレータにて振動を与え漏水状況を確認することとした。また桁の変形による影響を考慮するため、ジャッキにより強制変形を与えられるように予め架台を用意することとした。現場コーキングは漏水の可能性が最も高い現場継手部のパネル部分に重点をおくこととした。

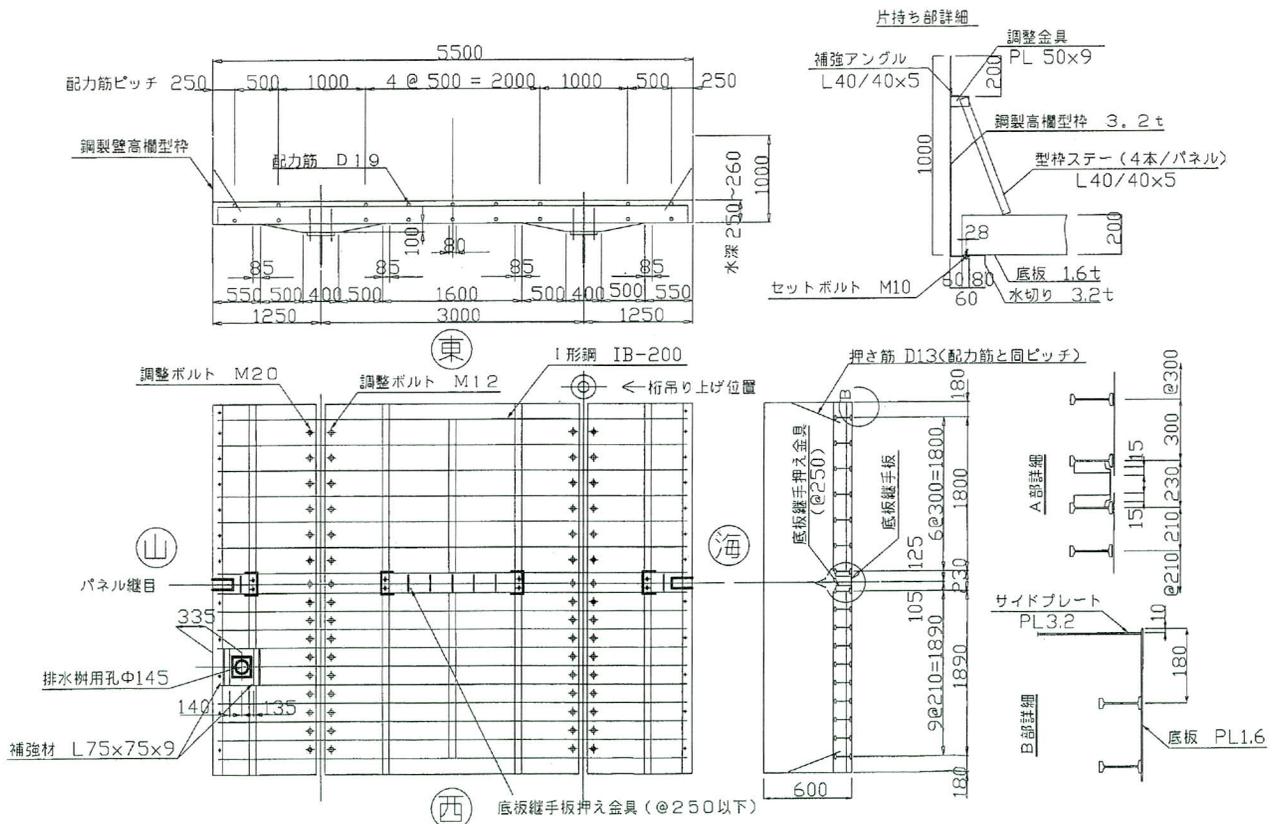


図-10 名古屋南ICインターチェンジKランプ橋 水張り試験供試体図  
(平面図において太線は現場コーキング(クイック)施工箇所を示す。)

## 5-2. 水張り試験の結果

この試験において漏水が生じた箇所を図-11、12に示す。

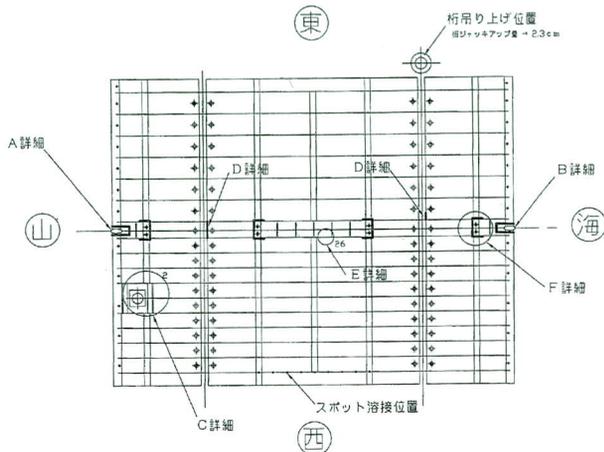


図-11 名古屋南インターチェンジランプ橋  
水張り本試験漏水箇所図 試験日 2001.3.2

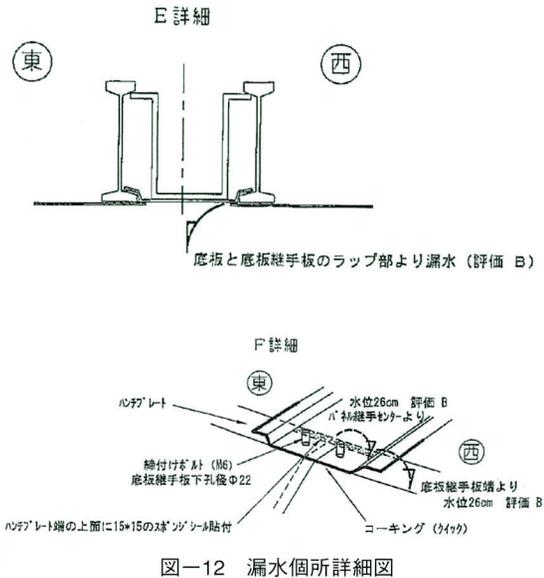
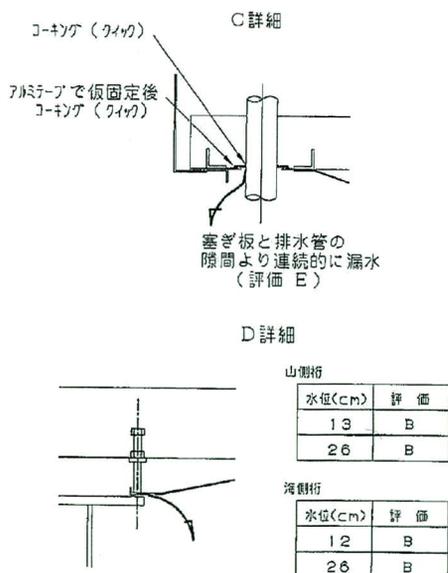
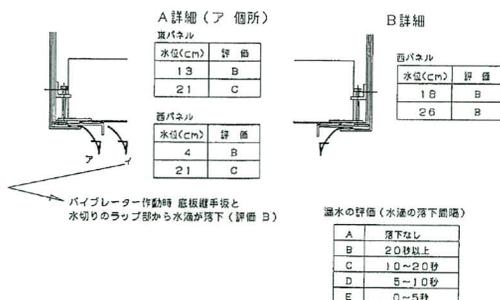


図-12 漏水箇所詳細図

この結果から、漏水箇所は漏水対策のグレードに関わらず現場継手部の底版の重ね継手部に集中しており、止水効果を高めるためには底版の重ね部分を省略できる構造に改良していくことが重要である。しかし、材料取り、製作ラインより継手箇所を削減することは困難であるため、これについてはコーキングの量に頼るのではなく、底版の重ね部分の密着性をよくするために、構造をさらに改良する必要があることが判った。



## 5-3. コンクリート打ち込み試験

水張り試験結果によって確認できた漏水箇所を重点的に以下の改良を行った。

- (ア) 底鋼板の重なり部分を広くし、スポンジールの列数を追加した。
- (イ) パネル継手部の塞ぎ板の押さえ金具を改良し、ピッチを密にした。
- (ウ) 底鋼板が複数重なり合う箇所のみコーキングを施した。

なお、打ち込みに使用したコンクリートは実橋の配合と同じものとした。

## 5-4. コンクリート打ち込み試験の結果

コンクリート打ち込み時における漏水箇所は、水張り試験と同様にパネルの継手部に集中していた。しかし水張り試験の時とは違い、漏水した箇所も減少し水滴の落下する間隔も長期となり打ち込み開始後100分程度で漏水

が収まった。漏水はゼロではなかったが、問題となるような箇所はなく今回の止水構造で十分漏水対策が可能であることが確認できた。

また、一般部においては押さえ金具のみの最も簡易な止水構造でも漏水が発見されなかった。(図-13、14表-6、7)

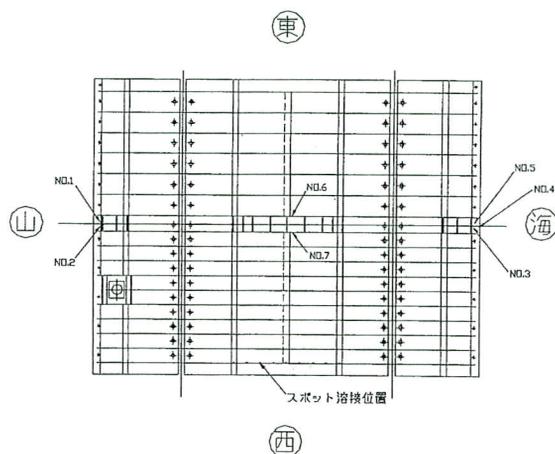


図-13 コンクリート打ち込み時の漏水箇所

NO.1,2,3,4,5

NO.6,7

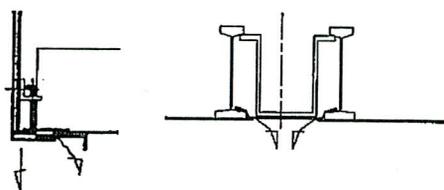


図-14 漏水箇所の構造概要

表-6 評価表

a	落下なし
b	20秒以上
c	10~20秒
d	5~10秒
e	0~5秒

表-7 試験結果一覧表

部位	時間(分)	経過状況	漏水評価
NO.1	50	90分で水滴落下停止	b → a
NO.2	62	90分で水滴落下停止	b → a
NO.3	22	90分で水滴落下停止	b → a
NO.4	26	90分で水滴落下停止	b → a
NO.5	31	100分で水滴落下停止	b → a

部位	時間(分)	経過状況	漏水評価
NO.6	60	100分で水滴落下停止	b → a
NO.7	55	落下水滴間隔15秒	e
		100分後35秒間隔	b → a
		159分で水滴落下停止	a

※時間(分)とはコンクリート打ち込み開始から最初の水滴落下までの経過時間を示す。

## 5-5. 実橋における漏水状況

実橋においては仕様を2つとし、国道上などの制約条件がある箇所とヤード内の箇所とで漏水対策のグレードを変えることとした。ヤード内においては漏水が生じても特に問題ないためここについては継手や押さえ金具のみで対処し、その後のシールによる補修は実施しないこととした。

まず、コンクリート打ち込み前にI形鋼格子床版上面の清掃を行い、ハンチ部の底版とI形鋼がきちんと溶接にて支持されているかを確認した。

事前確認として水張り試験による漏水状況を確認し、その後漏水が確認された箇所をコーキング等により補修しコンクリート打ち込みを実施した。

実橋におけるコンクリート打ち込み時における漏水状況は、打ち込み開始30分経過した頃から、パネルの継手部より過された水滴が5~20秒の間隔で落下する程度であった(写真-5)。これは国道上のコーキングした箇所においても同様であった。その理由として実橋では実験と違い平面設計が曲線でかつ幅員が変化していたため、鋼桁と底鋼板の密着性および底鋼板のねじれ等により重ね部の密着性が不十分な箇所が生じたものと考えられる。また鉄筋の配筋が完了した後のコーキングでは作業性が悪く完全な止水対策にまでは及ばない。逆に幅員が一定の区間においては現場コーキングをしていない箇所でも全くといって良いほど漏水は発見されなかった。

今後の対策としては、漏水を完全に押さえることは不可能であることから、鋼桁の平面線形および地形の条件を勘定して、その条件に応じた漏水対策を講じていくことが重要である。

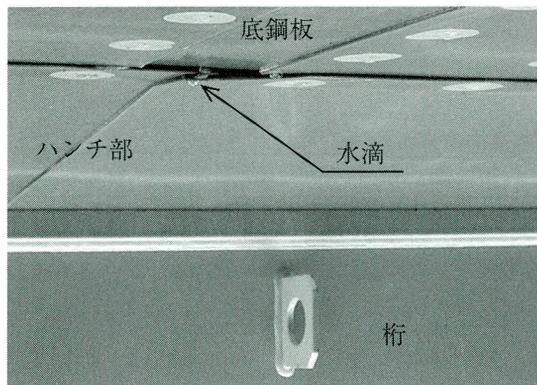


写真-5 漏水状況

## 6. あとがき

床版支間8.0mの長支間I形鋼格子床版を実橋で採用することは本橋が始めてであったこともあり、疲労耐久性の確認はもとより漏水対策においても今までにない高い要求性能が求められた。今回の漏水対策における構造改良は、床版コンクリートの打ち込み時における漏水を従前の構造と比較して相当量減少させることができたが、漏水対策の必要な箇所の特定、適切なコーキング方法の選択が重要であり、さらなる改良を重ねていきたいと思っている。

最後に本工事の設計・施工にあたりご指導頂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、ならびに当社とJVを構成した東日本鉄工株式会社、新日本製鉄株式会社の関係者にご協力をいただき、施工が無事完了できたことを厚く御礼申し上げ、本稿を閉じることとする。

## <参考文献>

- 1) 鋼道路橋の疲労設計指針，日本道路協会，平成14年3月
- 2) 鋼構造物の疲労設計指針・同解説 指針・解説/設計例/資料編 [社] 日本鋼構造協会編
- 3) 大田孝二，高木優任，鈴木清，松井繁之：「I形鋼格子床版の耐久性に関する実験的研究」構造工学論文集 Vol.44A，1998年3月
- 4) 坂田豊，肥後野孝倫，高田裕，生駒元：「長支間(8m) I形鋼格子床版の疲労耐久性検討」土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，共通セッション，CS4-057，pp.223-224，2002.9
- 5) 肥後野孝倫，高田裕，生駒元：「I形鋼格子床版のコンクリート打設時の漏水防止対策について」土木学会第57回年次学術講演会講演概要集，共通セッション，CS4-058，pp.225-226，2002.9

2003. 1. 16 受付

## グラビア写真説明

### 中部国際空港連絡橋

成田空港、関西国際空港と並び、中部地区の新たな玄関として2005年に開港予定の中部国際空港（セントレア）。海上に建設される新空港へのアクセス（車）として必要不可欠な役割を果たすのが全長約1.4kmの中部国際空港連絡橋です。また下り線においては、単なるアクセスではなく、空港建設時の工専用道路としても使用されるため、早期完成が切望されました。

和を意識した「からし色」の橋体が、常滑沖海上を彩っています。

(原)

### 〔仮称〕久慈川新橋

一級河川久慈川に架かる一般県道日立東海線の橋梁として、日立市と東海村市街地を結ぶ延長655mの周辺環境との調和を目指した大変美しい橋です。正式名称を留大橋（とめおおはし）といい500m下流に架設されていた留橋からこの名がつけられたと聞いております。平成15年3月の開通により、周辺の国道6号、245号などの幹線道路の慢性的な交通渋滞を緩和し、生活環境、都市機能の向上に大きく寄与することが期待されています。

(粕谷)

### 〔仮称〕新日野橋

日野バイパスは、東京都国立市から日野市にかけての交通混雑の激しい既成市街地を通過する現道20号のバイパスとして計画され、多摩地域の東西方向の幹線道路としての機能を担うほか、現道20号沿道の環境改善などが期待されている道路です。その多摩川に架橋した新日野橋の施工は、濁水期（ベント架設）・出水期（張出し架設）により行なわれましたが、環境保護区域を避けながらの施工であり、主桁ウェブ水平方向・鋼床版縦横の継手部が現場溶接となっており、併せて、鋼床版舗装に対応した構造となっているため、施工に苦慮した工事です。

(中野目)

# 斜張橋の現場振動試験報告 — 札内清柳大橋 —

## Report on Vibration of Cable-Stayed Bridge – Satunai Seiryu Bridge –

山下久生\*<sup>1</sup> 能登宥愿\*<sup>2</sup> 君島信夫\*<sup>3</sup>  
Hisao YAMASHITA Hiroyoshi NOTO Nobuo KIMIJIMA

### Summary

A steel cable-stayed bridge has a slender form and shape, and flexible structure. The aeroelastic stability and seismic stability for such a bridge is confirmed by dynamic analysis at the designing. A field vibration test was performed to determine the adequacy of the parameters that are assumed for the designing and to determine the vibration characteristics for medium span cable-stayed bridges that will be constructed in the future. Using oscillator to an actual bridge, the natural vibration frequency, mode of vibration and structural damping factor of major natural vibration mode were measured. This report describes the outline of the field vibration test and its measurement results.

キーワード：斜張橋、振動試験、連成、共振曲線、構造減衰、振幅依存

### 1. はじめに

札内清柳大橋（仮称：第二札内橋）は、2径間連続鋼斜張橋と4径間連続鋼箱桁で構成されている（図-1, 2）。本振動試験の対象となる斜張橋（写真-1）は、支間長 97.7+132.0m、主塔高 50mである。本橋は耐風安定性、景観を考慮しており、特に主塔断面はその結果より八角形断面である。主桁は車道4車線、両歩道が配置された鋼床版逆台形3室箱桁となっている。主塔は、1本柱で主桁に剛結されることにより支持されている。ケーブルは、1面吊り11段のハープ型マルチケーブルシステムである。

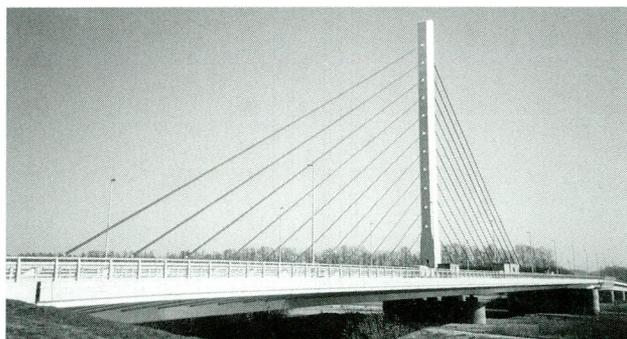


写真-1 斜張橋部全景

### 2. 試験の目的

本振動試験の目的は、2つに分けて考えることが出来る。

- ① 設計段階で採用した動的設計の設計諸元の妥当性を確認する。
  - ・各振動モードの構造減衰率
  - ・固有振動数、振動モード
  - ・加速度振幅、変位振幅
  - ・振動特性結果から設計時剛性評価を確認する。
- ② 本試験の振動特性結果を同型式の中規模斜張橋の設計等に役立てる。
  - ・有害振動の発生の有無の調査

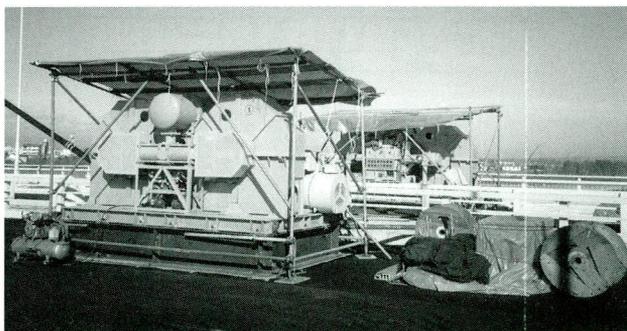


写真-2 起振機L/4位置設置状況

### 3. 試験方法

#### (1) 加振方法

橋梁の加振には、独立行政法人 土木研究所所有の大型同期式起振機（EX-7500BL）写真-2を使用した。起

\*技術本部技術開発部技術開発課

\*技術本部技術開発部部長

\*技術本部設計部設計三課

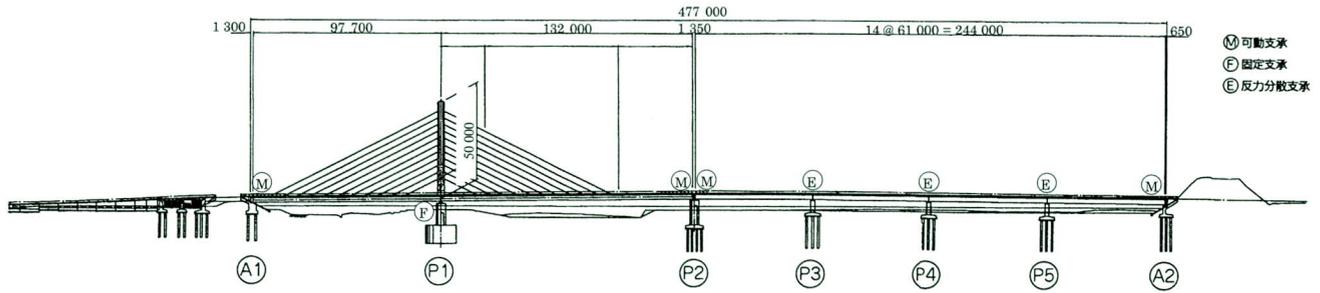


図-1 一般図

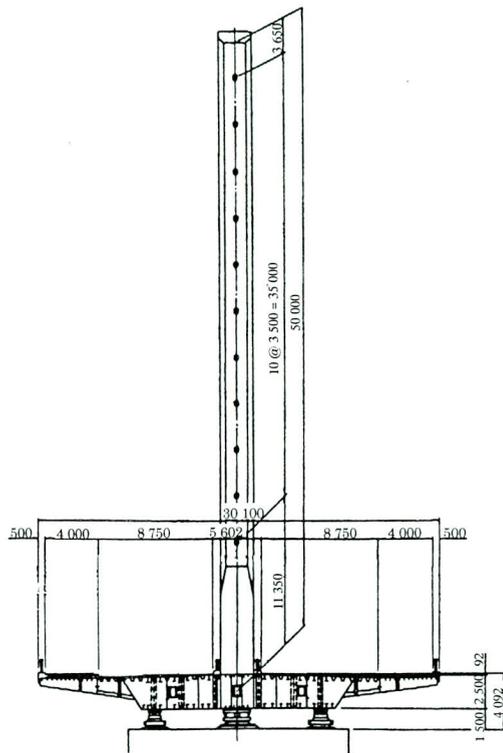


図-2 主塔部断面図

振機の形状寸法を図-3に、仕様を表-1示す。この起振機を2台1組の構成で使用し、幅員方向の両サイドに1台ずつ設置して、加振源となる重錘を回転させて、橋体を加振した。

## (2) 試験対象モード

本試験での加振モードは、下記の3モードとした。

### ①直曲げ加振1次モード

2台の起振機で、長支間の1/2点付近を同位相で加振

### ②鉛直曲げ加振2次モード

2台の起振機で、長支間の1/4点付近を同位相で加振

### ③鉛直ねじり加振1次モード

2台の起振機で、長支間の1/2点付近を180°位相をず

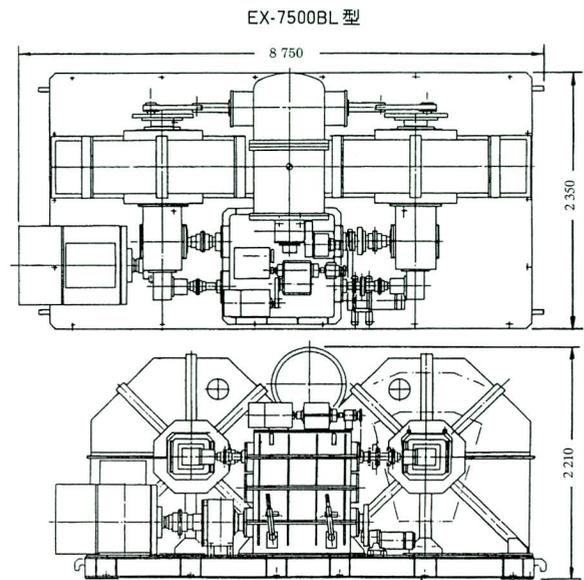


図-3 起振機形状図

表-1 起振機仕様

形式	EX-7500BL
加振方法	2不平衡重錘並列配置同期反転方式
加振方向	水平、垂直
最大加振力	12,000kgf(at 2Hz)
不平衡モーメント	0.75~750kgf・m
振動数範囲	第1速 0.1~0.25Hz
	第2速 0.2~0.5Hz
	第3速 0.4~1.0Hz
	第4速 0.8~2.0Hz
位相角	0°(同相運転)または180°(逆相運転)
重量	約12tf

らして加振

## (3) 試験方法

本試験では、下記の3種類の試験を行った。

### ①常時微動試験

加振に先立って風荷重等による常時微動(微小不規則振動)を測定し、時系列データをフーリエ解析することにより、各振動モードの振動数を求めた。このデータは

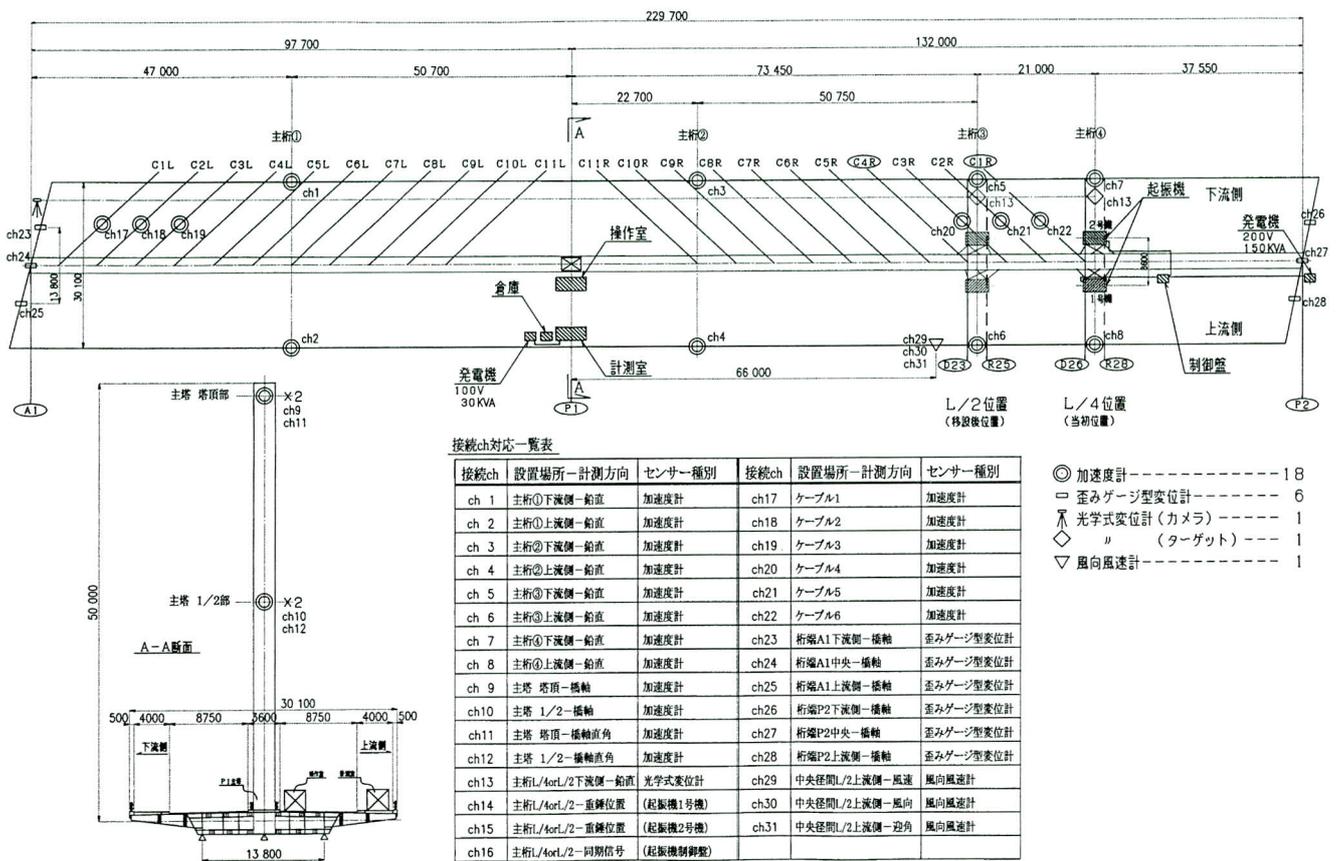


図-4 起振機、計測機器配置図

微小振幅時の固有振動特性としての意味と加振周波数を決定する際に使用した。

#### ②定常振動試験

起振周波数を固有振動数付近の何段階かで変化させ、各起振周波数での定常振幅を周波数軸にプロットして共振曲線を描いた。共振曲線のデータ解析にあたり、ナイキスト線図<sup>1)</sup>にて位相情報にウェイトを置いた検討を行った。

#### ③自由減衰試験

共振点で定常加振した状態から起振機を急停止し、以後の自由減衰波形から対数減衰率を求めた。

#### (4) 加振位置

今回計測対象としている3モードを発生させるため、加振位置を図-4に示すL/2、L/4の位置とした。

橋軸方向

主桁曲げ1次、主桁ねじれ1次：L/2位置

主桁曲げ2次：L/4位置

橋軸直角方向 CLより 4300mm

## 4. 計測方法

### (1) 計測項目

起振力、主桁のたわみ、主桁・主塔・ケーブル（一部）の加速度、支承部の変位、風向・風速および橋体の温度とした。計測位置は、図-4に示す。

測定したデータは、データレコーダに記録した後に再生してA/D変換し、パソコンを用いてデータ解析を行った。

### (2) 計測要領

#### ①常時微動計測

1回当たりの計測時間を5分間とし3回計測し、0.01～2.00Hzのバンドパス・フィルターをかけた。なお、この常時微動計測は加振に先駆けて実施したが、当初あまりにも風が弱く、主桁ねじれ1次の固有振動数が確定できなかった。よって、ねじれ振動実施前の計測条件の良好な時点で再計測を行った。

#### ②定常振動計測

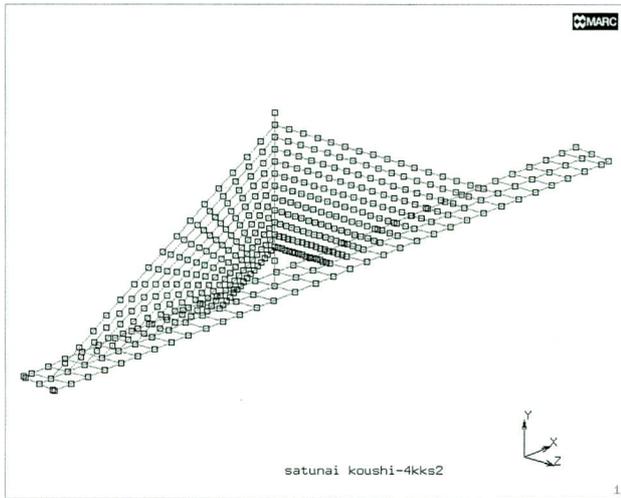


図-5 解析モデル図

固有値解析および常時微動計測の結果より各振動モードの振動数を推定し、起振周波数をその固有振動数付近の何段階かで変化させた。1つの振動数で主桁曲げ1次では2分間、主桁曲げ2次と主桁ねじれ1次では1分間計測を行った。

③自由減衰振動計測

定常振動計測から得られた固有振動数を採用して、橋体を加振し定常状態になった時点で起振機を急停止し、以後の自由振動を波形が無くなるまで計測した。これを各モード3回行った。

5. 固有値解析

現場振動試験に先立って行った固有値解析の概要と結果を以下に示す。

(1) 解析モデル

解析は連成モデル<sup>2)</sup>を採用した(図-5)。ケーブルは16分割し、その中間節点にも質量を分布させた。主桁質量は、格子状モデルの中心部と橋軸直角方向に延びる部材の端節点に分布させた。なお解析には汎用解析ソフトMARCを使用した。

(2) 解析結果

上記モデルで固有値解析を実施し、モード1～モード30まで確認した。モード1は、主桁面内曲げ1次、モード2は主塔面外曲げ1次、モード3は主桁面内曲げ2次となり以下ケーブル主体の振動モードが続いた。そしてモード16が主桁ねじれ1次となった。モード17～30までも2つの

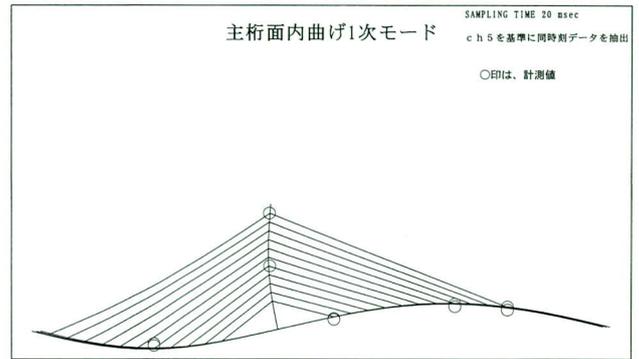


図-6 主桁面内曲げ1次モード図

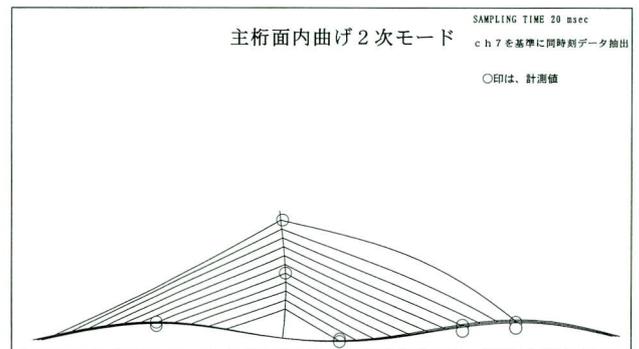


図-7 主桁面内曲げ2次モード図

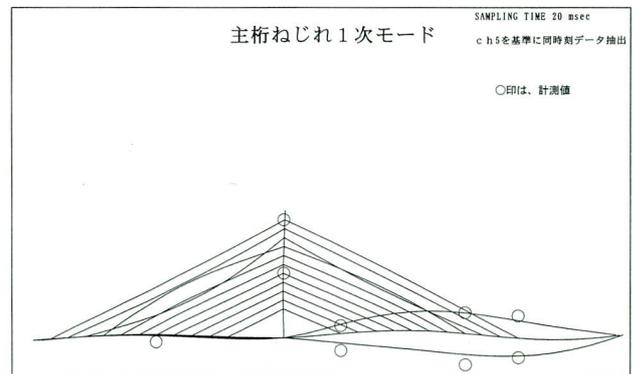


図-8 主桁ねじれ1次モード図

表-2 固有値解析結果

	振動数(Hz)
主桁面内曲げ1次	0.4721
主桁面内曲げ2次	1.0250
主桁ねじれ1次	1.3910

モード以外は、ケーブル主体であった。今回の試験の対象となる3モードの固有振動数を表-2に示す。モード図は図-6, 7, 8に示す。図-7, 8より主桁面内曲げ1次と主桁ねじれ1次のモードでは、主桁とケーブルの連成が現れている。なお、モード図中の○印は主桁と主塔の計測

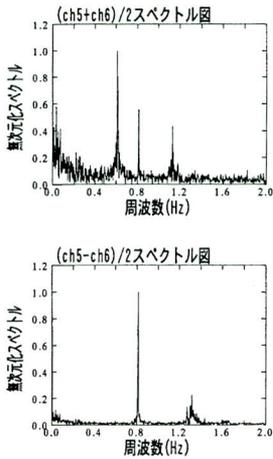


図-9 定時微動計測  
スペクトル図

結果を解析モード図に重ね合わせたものである。解析値と計測値がほぼ一致しているのがわかる。

## 6. 計測結果

### (1) 常時微動計測結果

計測位置ch5 (図-4参照：主桁L/2位置下流側) とch6 (同上流側) で計測された加速度を無次元化し、和/2と差/2で集計したそれぞれのスペクトルを図-9に表す。この図よりch5とch6が同方向 (上方あるいは下方) に応答している周波数、異方向に応答している周波数が読みとれる。すなわち0.6Hzあたりは、和/2 (図-9上) では卓越しているが、差/2 (図-9下) ではピークが出現していない。これより、ねじりではないことがわかる。同様に主桁L/4位置など他の計測断面位置、また事前に行った固有値解析を含め総合的に判断することで各振動モードを特定することができる。

常時微動計測による振動数と固有値解析結果を比較すると主桁曲げ1次は29%、主桁曲げ2次は11%大きくなり、主桁ねじれ1次は6%小さくなった。

### (2) 定常振動計測結果

起振機移設作業の効率性を考慮して、当初は起振機をL/4位置に配置し、主桁面内曲げ2次の計測から開始した。橋体の主要ポイントとなる支承、伸縮装置、照明柱、高欄伸縮部等に監視人員を配置し、損傷が生じないように十分注意しながら、起振機のモーメントを徐々に変化させ、起振力を大きくしていった。

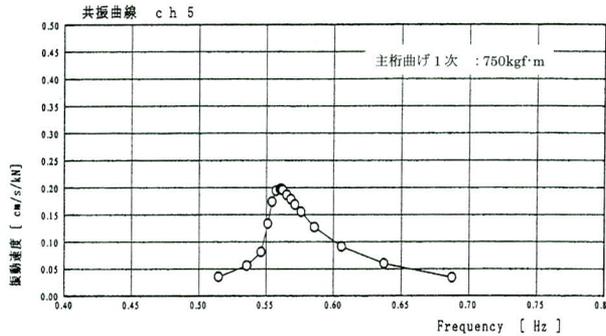


図-10 定常振動計測 共振曲線図

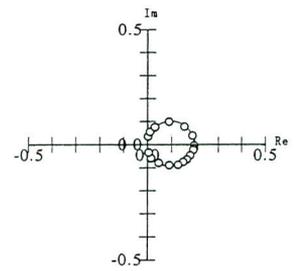


図-11 定常振動計測  
ナイキスト線図

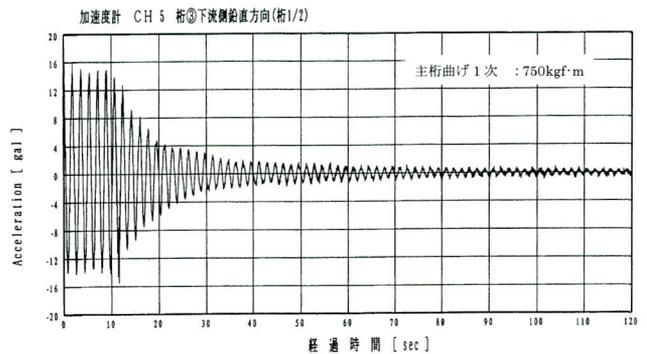


図-12 自由振動計測 加速度波形図

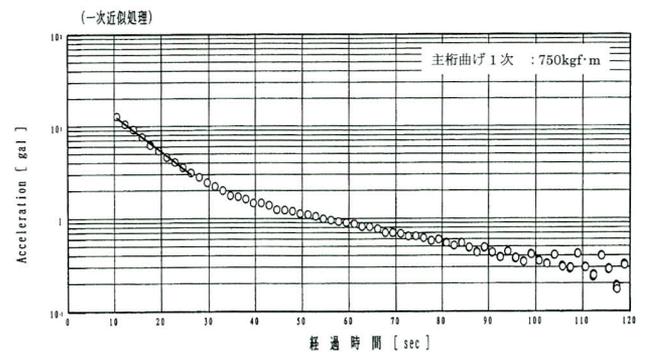


図-13 自由振動計測 ピーク抽出図

図-10に主桁面内曲げ1次での共振曲線を示す。縦軸に速度、横軸は振動数をとってある。加振モーメントは750kgf・mである。この図より0.57Hz付近にピークがあるのがわかる。また、図-11にナイキスト線図を示す。ほぼきれいな円となっており、このモードでは連成が少ないことがわかる。

固有値解析結果と振動数を比較すると、主桁曲げ1次は18%、主桁曲げ2次は5%大きく、主桁ねじれ1次は9%小さくなっている。主桁曲げ1次と2次の計測結果は、前記した常時微動計測での値に比べ解析結果との差は小さ

くなっている。

### (3) 自由振動計測結果

先の定常振動計測終了後、続けて同じモードの自由振動計測を行った。起振機の振動数は、定常振動計測結果より、共振曲線データにおける複数個のピークのうち、最も桁の振幅が大きくなるピーク振動数を固有振動数とし、採用した。

試験前の計画段階では、目標振幅<sup>3)</sup>を表-3の様に設定していた。これは自由振動計測において、構造減衰率を算出する際、空力減衰、振幅依存の影響を排除するための目標となっている。本橋での定常振動計測時の応答状態を観察すると、目標値よりかなり小さい振幅ではあるが、損傷を起こさないぎりぎりの状態と判断した。本橋のような中規模斜張橋において、長大橋での幅員だけをパラメータとした目標設定には無理があると考え、当初の目標振幅にはこだわらないことにし、幅をもたせることにした。最大振幅は主桁曲げ1次で23mm、主桁曲げ2次で52mm、主桁ねじれ1次で43mmとなった。ただし、対数減衰率を求める際、起振機を急停止し自由減衰がスタートした時点の加速度が70%程度減衰した状態までのデータを有効とし、振幅依存の影響が大きいデータは排除した。図-12に主桁面内曲げ1次の加速度生波形、また、図-13に0.4~0.8Hzでバンドパスフィルターをかけ片振幅でピーク抽出したデータを対数グラフに示す。

計測結果を対数減衰率で確認すると、主桁曲げ1次で0.161、主桁曲げ2次で0.075、主桁ねじれ1次で0.095となった。最も小さい値でも主桁曲げ2次の0.075で、設計時に仮定した0.02より大きく、風洞実験時の設定値は十分安全であると考えられる。

## 7. まとめ

常時微動計測、定常振動計測、自由振動計測結果を表-4に、また各計測時の平均的な風向、風速、気温、橋体温度を表-5に示す。事前に実施したモード解析値とは、多少差のある計測結果となった。この要因として、解析モデルでは橋体剛性に添接板を含んでいないこと、下部構造をモデル化していないこと、などが考えられる。また、可動支承の摩擦の影響、伸縮装置、照明柱、高欄などの影響も考えられる。一方、計測値には橋体温度、風向、風速等、様々な要因を含んだ結果であり、総合的には中規模斜張橋として有効かつ貴重なデータが計測で

表-3 目標振幅

	目標振幅(mm)
主桁面内曲げ1次	$B / 200 = 150$
主桁面内曲げ2次	$B / 200 = 150$
主桁ねじれ1次	$B/2 \cdot \tan 0.5^\circ = 131$

表-4 計測値一覧表

		主桁面内 曲げ1次	主桁面内 曲げ2次	主桁 ねじれ1次
常時微動計測	振動数(Hz)	0.610	1.135	1.318
定常振動計測	振動数(Hz)	0.558	1.072	1.263
自由振動計測	対数減衰率	0.161	0.075	0.095

表-5 計測時の状況

	風 向	風 速 (m/s)	気 温 (°C)	橋体温度	
				主桁(°C)	主塔(°C)
常時微動計測	NNE	6.57	3.1	3.0	2.8
定常振動計測	N	4.53	6.1	-0.1	1.9
自由振動計測	N	3.50	5.6	0.7	3.4

きたと判断し、以下の点を確認した。

- ① 事前解析においては、ケーブル中間点に質量を持たせることで連成の影響を事前に予測することができた。また、固有振動数に若干の違いがあるが振動モードは、現場試験での状況ともほぼ一致した。
- ② 本橋では、常時微動での固有振動数より強制振動させた場合の固有振動数は、平均で5%程度小さくなった。
- ③ 本橋では対数減衰率を求める際、当初想定した目標振幅までは加振しなかったが、有効データを自由振動スタート時の加速度が70%程度に減衰するまでとした結果、振幅依存の影響が少ない値とすることができた。
- ④ 設計段階で仮定した動的特性がほぼ妥当な値であったことが確認された。

最後に本試験を行うにあたり、ご協力、ご助言を頂いた関係各位に御礼申し上げます。

## <参考文献>

- 1) 橋梁振動研究会編：橋梁振動の計測と解析, 1993.10
- 2) 川口浩二, 森山彰, 真辺保仁, 山口和範：多々羅大橋の振動実験速報, 本四技報, Vol.23, No90, pp.23~30, 1999.4
- 3) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋風洞試験要領(1980)・同解説, 1980.6

2003. 1. 15 受付

# 日本テレビ放送網(株)新社屋鉄骨建方リフトアップ 工事報告

## Construction of a Steel Frame for the New Building of the Nihon TV Broadcasting Network Corporation

美 頭 民 二\*<sup>1</sup> 近 田 茂 雄\*<sup>2</sup> 西 垣 登\*<sup>3</sup> 広 瀬 崇\*<sup>4</sup>  
Tamiji MITOU Shigeo KONDA Noboru NISHIGAKI Takashi HIROSE

### Summary

The building was build as a multi-purpose skyscraper mainly for broadcasting, facilities in the Shiodome area. The building has 32 floors and stories up to the 15th floor contain the TV broadcasting facilities, which include studios that require a large space. To maintain their functions for a long period, the building uses a Mega-Frame structure that assures a highly flexible space. This work to construct a Mega-Frame used a special method called MLS (Multi Lifting System).

キーワード：リフトアップ、スライディング

### 1. はじめに

本建物は、放送施設と本社機能である事務室を上下に配置した複合用途の地上32階、軒高192.8mの高層建築である。15階以下にスタジオ等の大空間を必要とするテレビ番組の放送施設、16階から32階に事務室とその付帯施設を配置する。

放送局として長期にわたって機能を維持し続けるため、フレキシビリティの高い空間が確保できるメガフレーム構造を採用し、放送施設の変化に柔軟に対応できるよう計画されている。

メガフレーム構造は両妻側にコアを配置したツインコアを基本とし、中央にメガトラスを配置することによって、高い耐震性を確保するとともに空間の大きさ及び用途が異なる施設を積層することを可能としている構造である。

また、建物4隅の緩い曲線をなす組柱は、高い耐震性を確保するとともに意匠デザインの中心にもなっており、建物上下層の異なる施設・デザインに一体の建物としての統一感を与え、情報化社会にふさわしい建物の個性を表現している。(参照：図-1 全体図)

本文は15階以下のスタジオ等の大空間を確保するためのメガトラスをリフトアップ及びスライディングさせ施工を行う特殊工法、「マルチリフティングシステム工法」

(以下、MLS工法)を採用した当工事の概要を報告するものである。

### 2. 工事概要

#### (1) 構造物概要

規 模：地 上 192.8m  
階 数 地下4階、地上32階、塔屋2階  
総重量 約4000t (MLS適用部 約2000t)  
構造種別：地下SRC造、地上S造  
構造形式：地上一鉄骨造メガフレーム構造  
地下一鉄骨鉄筋コンクリート造耐震壁付ラーメン構造  
用 途：放送施設 (事務所、スタジオ、駐車場、店舗ほか)  
全 体 工 期：2000年1月～2003年4月  
MLS工法部工期：2001年6月～2001年12月

#### (2) 施工概要

メガフレーム構造は、4・9・13・16FLの4層に配置され、1層当りのコア鉄骨内部にメガトラス6面が配置されて構成されている。(参照：図-2 平面架構図)

メガトラス1面の重量は約70t (16FLのみ約120t) となり、これを2面と繋ぎ材を地組すると1ブロック重量は、

\*<sup>1</sup>宮地建設工業(株) 東京本店工事第二部 作業所長

\*<sup>2</sup>宮地建設工業(株) 東京本店工事第二部

\*<sup>3</sup>宮地建設工業(株) 東京本店計画部建築グループ グループリーダー

\*<sup>4</sup>宮地建設工業(株) 東京本店計画部建築グループ

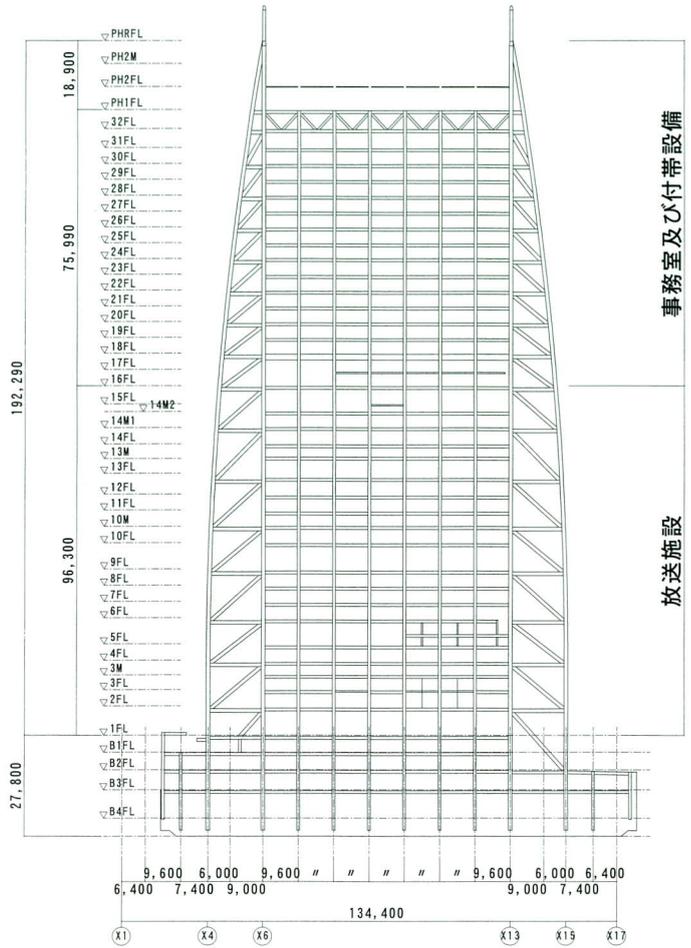
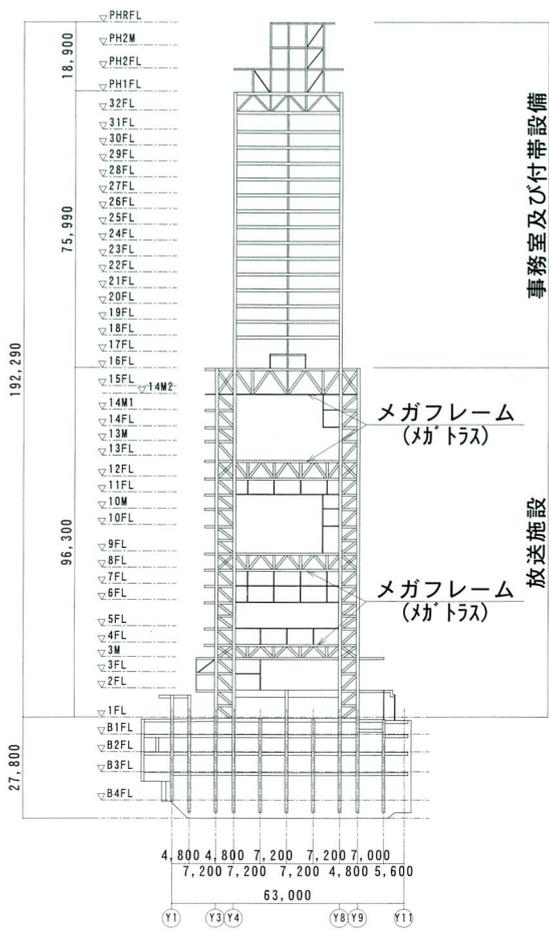


図-1 全体図

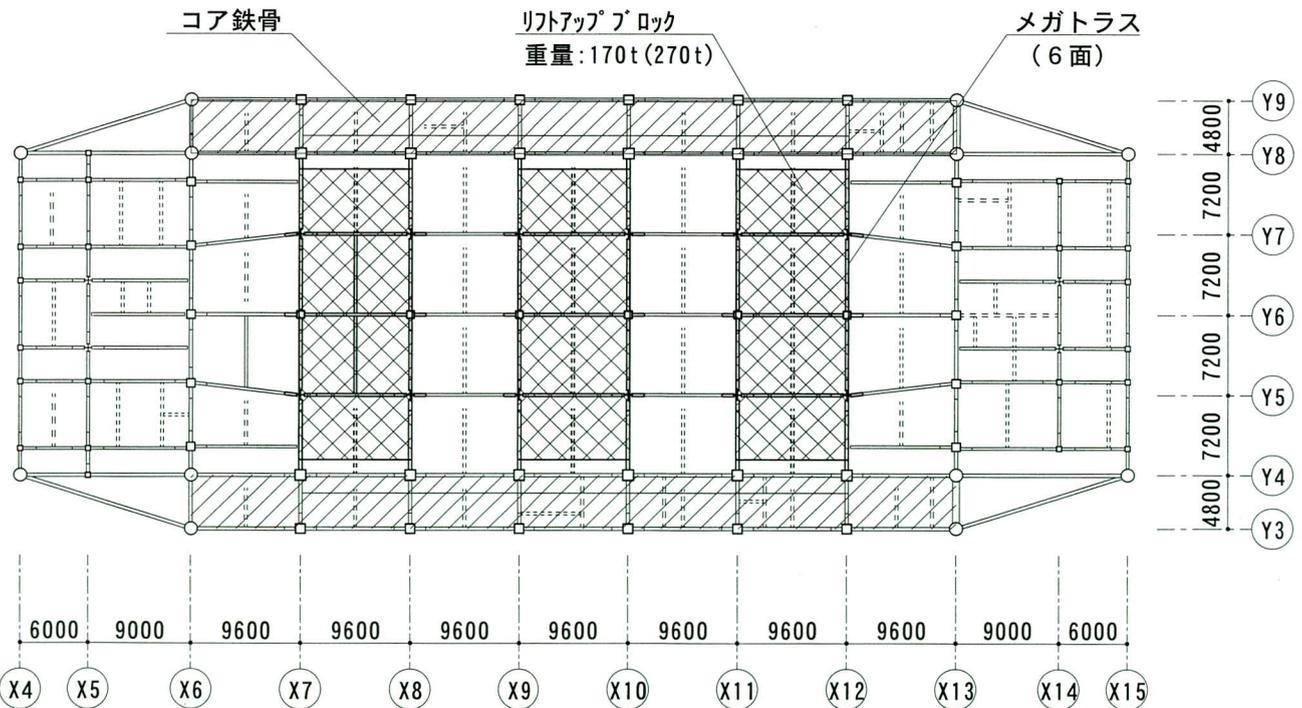


図-2 平面架構図

約170t（16FL約270t）となる。このブロックを既に建方が終わり、スラブの打設まで終了したメガトラス上でタワークレーン JCC-600（1層目のみ、100t吊クローラクレーン）を用いて地組し、MLS工法によってリフトアップ後スライディングさせて建方を進めた。1層の施工は、3ブロックのメガトラスを定着させ、繋ぎ材を取付けて完了する。

（参照：写真-1 リフトアップ状況、写真-2 リフトアップ形状）



写真-1 リフトアップ時状況

### 3. 建方工法の選定

建方工法の選定に当たっては、

- ① 全体リフトアップ工法
- ② MLS工法
- ③ 仮受けベント工法

の3案を比較検討した上で、MLS工法の採用を決定した。（参照：表-1 工法比較表）



写真-2 リフトアップ時形状

尚、鉄骨の垂直移動（吊り上げ）と水平移動（スライディング）を一連の操作で行った場合、クレーン設備に該当することも考えられたため、予め所轄の労働基準監督所への相談・協議を行い、吊り上げ操作とスライディング操作を、ソフト及びハード面で分離できるようにした。

### 4. MLS工法概要

#### (1) MLS工法

「マルチリフティング工法」とは、リフトアップ設備とスライディング設備を有した特殊ステージを構築し、構造物を所定の位置まで上昇・移動させ、定着させるシステムの事である。ステージ上には二次部材の取付け等、軽微な作業も行えるように1.5t×10mのジブクレーン2台を配置している。（参照：図-3 MLS全体図）

この工法を採用することにより地組場所を限定する事なく、また他工事の影響を大きく受けずに施工を進めることが可能となった。

#### (2) リフトアップ設備

リフトアップ設備としては、当社保有のパワーリンクシステム（宮地技法No.14掲載）を使用することにより最大480t（8台使用時）の吊り能力を確保する事が可能

となった。また、リフティングバー等の撤去作業を軽減する事ができ、作業内容を簡素化することができた。（参照：図-4 リフトアップ設備全体図）

#### (3) スライディング設備

スライディング設備には、水平油圧ジャッキ（50t1050st×2台）及び極厚H鋼クランプ装置を使用した。（参照：図-5 スライディング設備全体図、写真-3 スライディング設備）

スライディング軌条には、極厚H形鋼（H-498×432×45×70）を使用した。今回の特徴としてH鋼レールをコア鉄骨のメガトラスとの仕口（@9600）上に配置する事ができたため、外周の本体鉄骨の施工を中断する事なく作業を行える事が可能となった。さらに専用の仮設金物の取付けも不要となるため、コストの削減にも効果が発揮された。（参照：写真-4 H鋼レール配置）

表一1 工法比較表

	CASE-1	CASE-2	CASE-3
工 法	全体リフトアップ工法	MLS工法	仮受ベント工法
工法概要	<p>6枚のメガトラスを既設フロア上の所定位置に地組立する。</p> <p>リフトアップ設備はY3・Y4・Y8・Y9通りの建方を一時中断し梁上部に設置し6枚のメガトラスを一体に組立てた後所定位置までリフトアップする。</p>	<p>X7・X12通りの既設フロア上にメガトラスの地組立をする。</p> <p>リフトアップ並びにスライディング設備は建方するメガトラス取合ブラケット（Y4・Y8柱）の上弦材間にエレクションガーターとスライド軌条を設ける。</p> <p>1枚毎の地組完了後エレクションガーターを用いてリフトアップを行ない所定位置までスライドし建方する。</p> <p>尚、下弦材に取付く吊材は、リフトアップ後安全な箇所を組立てる。</p>	<p>メガトラス1枚につき2基ずつの仮受ベントを設け所定の位置で組立てし継手部の固定完了後仮受ベントの反力解放を行なう。</p>
メリット	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. メガトラス間の大梁・小梁を低位置で組立てる事ができる。</li> <li>2. 下層フロアができればいいメガトラスを先行地組立ができる。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. リフトアップ設備は簡素化でき組立解体（転用）に手間がかからない</li> <li>2. Y3・Y4・Y8・Y9通りの鉄骨にリフトアップ設備を設けていないためメガトラスの地組立、リフトアップ作業は重要なクリティカルパスにならない。</li> <li>3. メガトラス1枚ずつのリフトアップで定着作業が容易にでき仕口調整もそれ程時間はかからない。</li> <li>4. 地組立設備は、低減でき全体工程は、短縮できる。</li> <li>5. コストメリットは大きいと思われる。</li> <li>6. 仮設設備の転用も短時間でできる。</li> <li>7. 下層フロアができればいいメガトラスを先行地組立が可能で場所も限定できる。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 特殊な仮設設備は必要ない。</li> <li>2. 施工難易度は低下する。</li> </ol>
デメリット	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. Y3・Y4・Y8・Y9通りの鉄骨にリフトアップ設備を設置するため一時建方は中断する。</li> <li>2. リフトアップ作業が重要なクリティカルパスとなる。</li> <li>3. 難易度の高い工法である。</li> <li>4. リフトアップ設備が大掛かりとなり据付けと撤去に手間がかかる。</li> <li>5. 吊りフロアの鉄骨組立はリフトアップ後となりクリティカルとなる。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 現場での建方作業は若干複雑になると思われる。</li> </ol>	<ol style="list-style-type: none"> <li>1. 仮受ベント設備が多く組立解体に手間がかかる。</li> <li>2. 下層メガトラスの変位・強度の検討が必要。</li> <li>3. 高所作業が多く安全性は低下する。</li> </ol>
評 価	△	◎	△

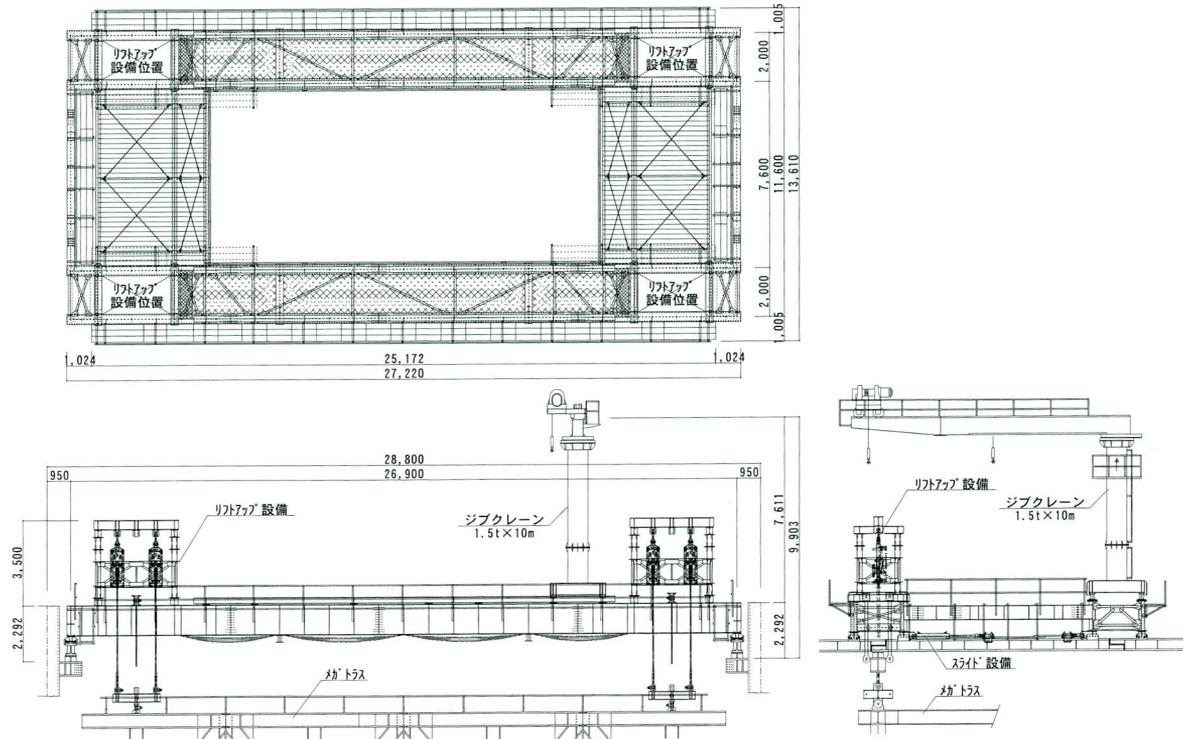


図-3 MLS全体図

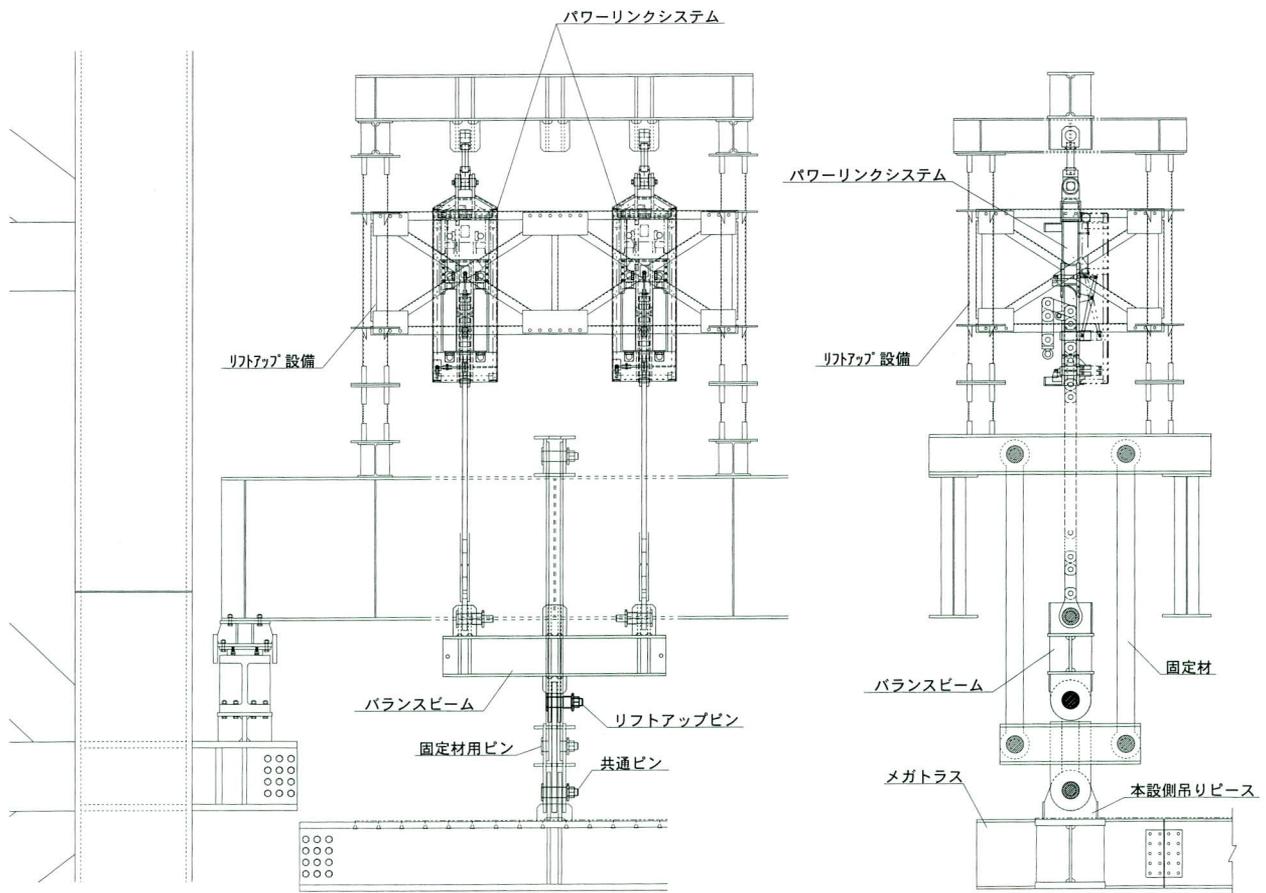


図-4 リフトアップ設備全体図

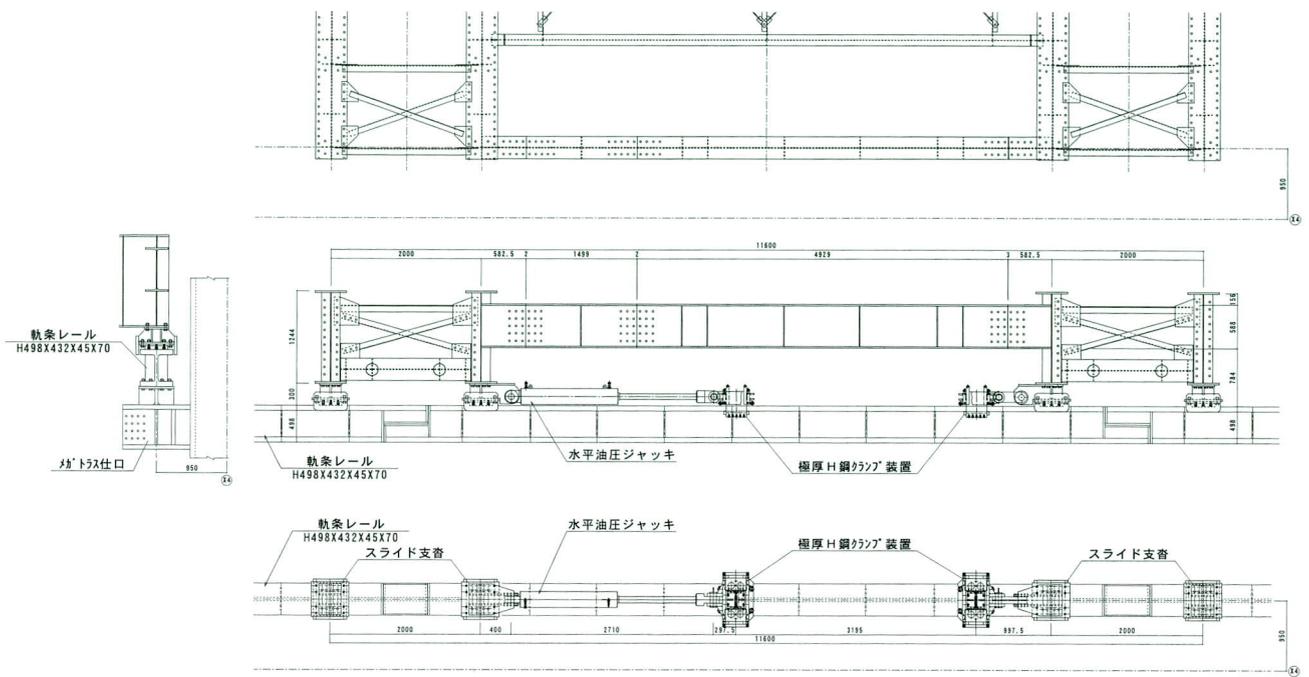


図-5 スライド設備全体図

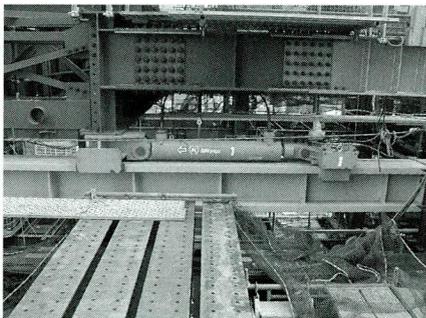


写真-4 スライド設備

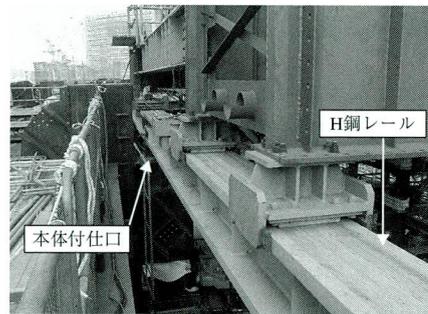


写真-5 H鋼レール配置

## 5. 施工説明

### (1) 工事フローチャート

図-6にMLS工法の工事フローチャートを示す。

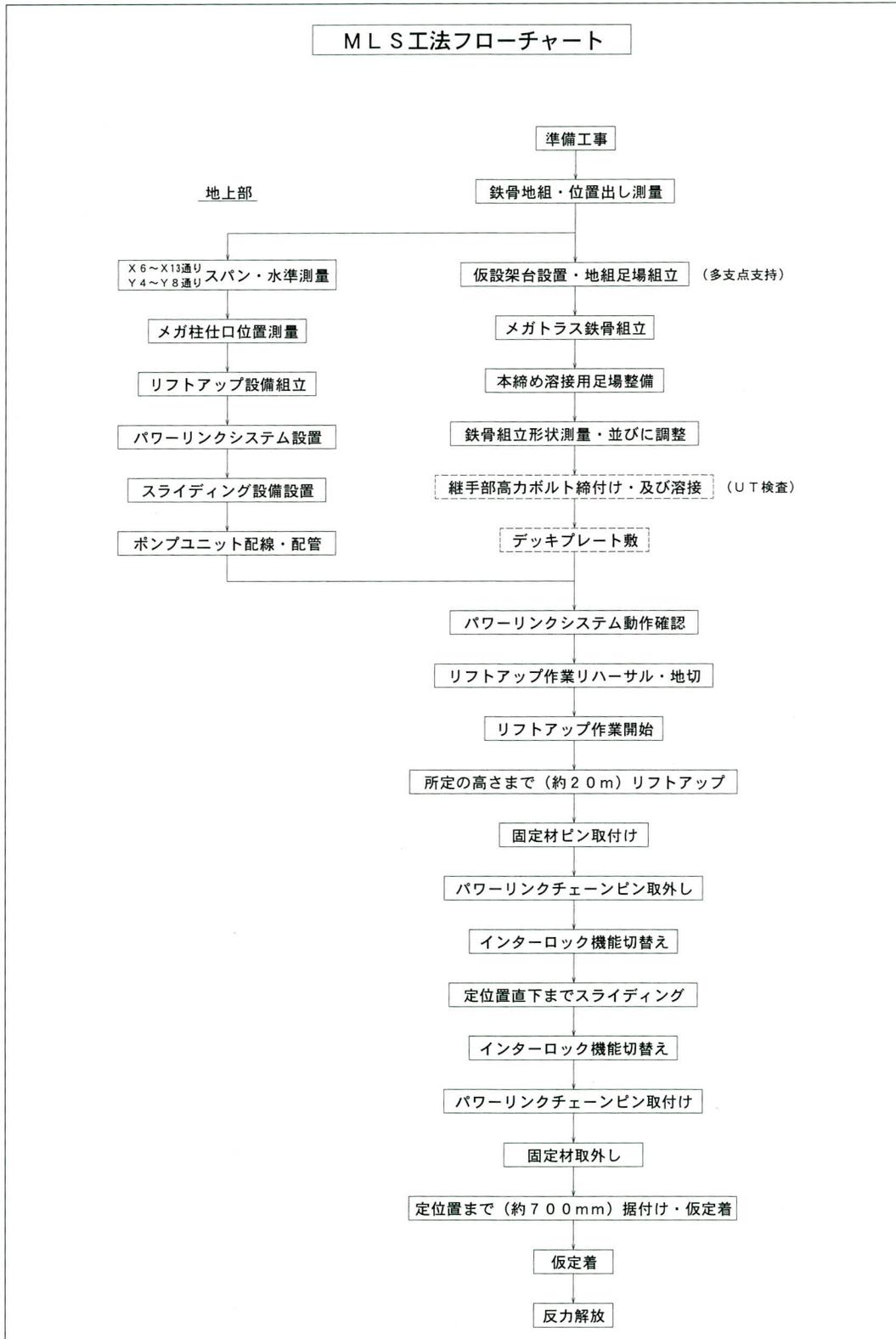


図-6 MLS工法フローチャート

## (2) 施工内容

メガトラスは、

上弦材：BH-600×600×22×60～55

下弦材：BH-600×600×22×60～55

束材：BH-500×500×22×36

斜材：BH-600×600×22×55～50

と非常に極厚のH形鋼で構成されており、ウェブがボルト接合、フランジが溶接接合であるため、地組時には溶接作業がクリティカルパスとなった。また、トラス高さも4,040mm～7,100mmと高いため、作業の安全性と形状の安定性を重要点において組立作業を行った。地組時には、上下弦材のデッキプレートまで施工して高所での作業の低減を計った。

リフトアップ工法では、通常、ジョイント部には上昇時のクリアランスを確保するため間詰め材を設けるが、今回は間詰め材は設けずジョイント部のクリアランス(片側15mm)のみで行った。このため地組完了時の立体形状及びコア鉄骨側仕口部の位置に高い精度が要求され、三次元計測器を用いての全体形状の把握が非常に重要視された。

リフトアップ及びスライディング作業は、まず所定の高さ(正規的位置-700mm)まで約20mリフトアップして固定材を取付けた後にスライディング作業に入る。ここで安全装置としてリフトアップとスライディングの作業が同時に行えないように制御システムにインターロ

ク機能を設けた。

約13.5m(1.5スパン)のスライディングを行った後、再度リフトアップ(約700mm)を行いコア鉄骨にメガトラスを定着させた。

リフトアップ及びスライディング作業においては、作業手順の徹底及び作業員全員の内容の把握が必要であるため、事前に説明会を行い周知徹底を計った。

(参照：図-7 リフトアップ図、図-8 安全設備図、写真-5 施工状況写真)

## (3) 実施工程

実施工程は平成13年6月よりMLSシステムの組立を行い同年12月に解体を終え、工事を完了した。ここで代表的なリフトアップ及びスライディング工事のタイムスケジュールを表-2に示す。

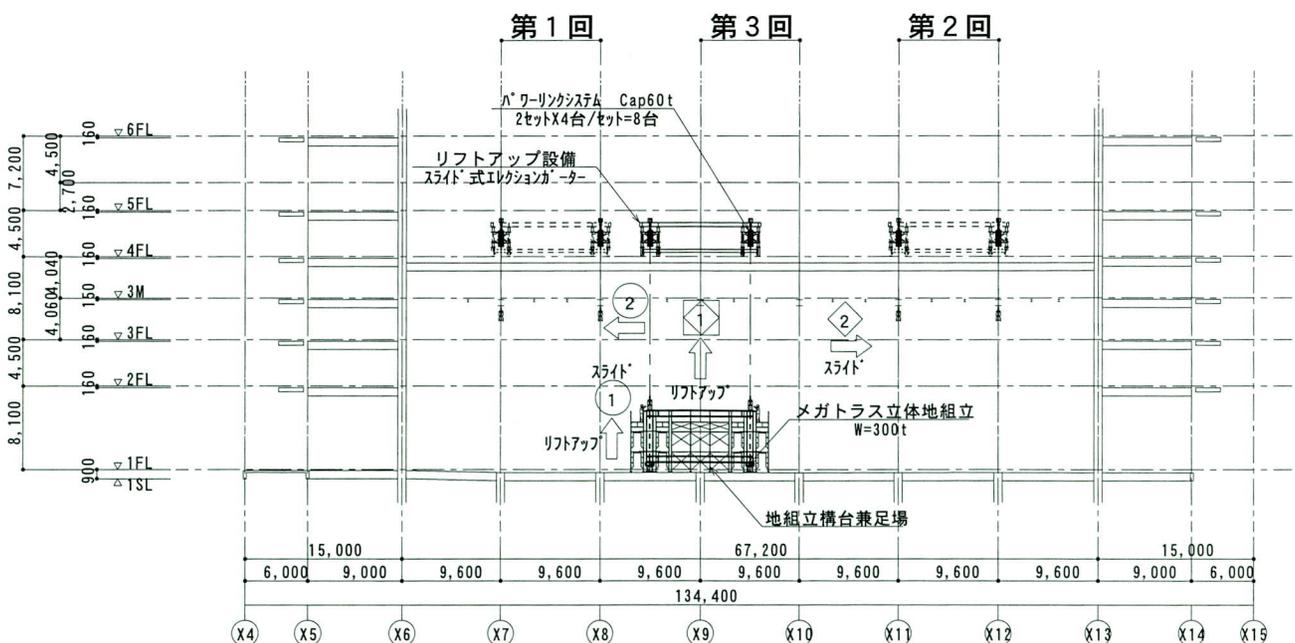
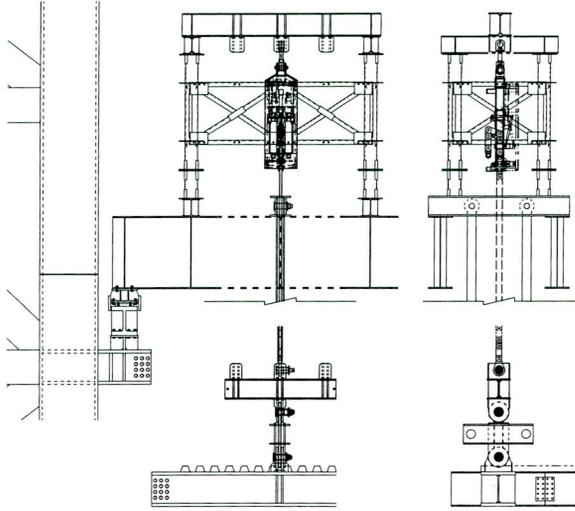


図-7 リフトアップ図

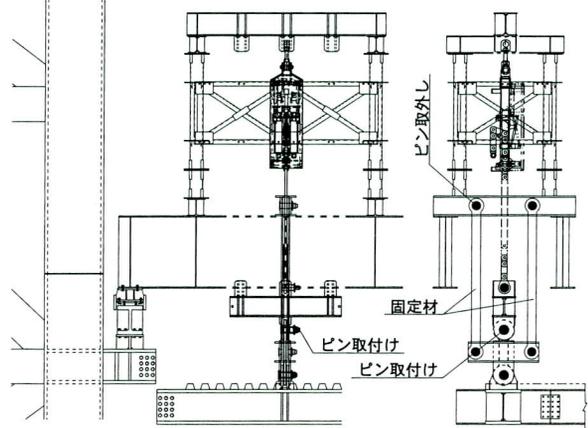
### リフトアップ準備作業



#### 状況内容

1. リフトアップ準備作業中は、H鋼クランプ装置にて水平方向を固定した状態で作業を行う。
2. 揚体とパワーリンクチェーンピンで連結する。

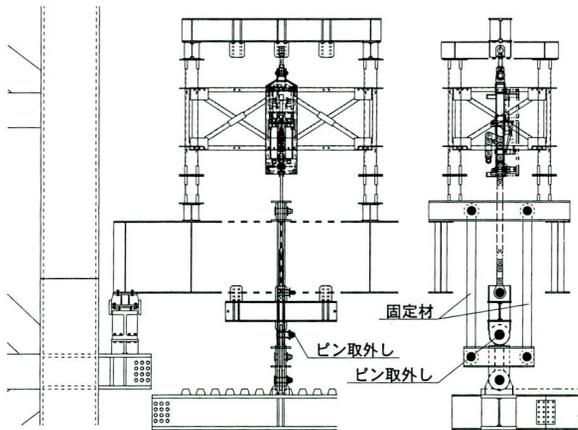
### スライディング中



#### 状況内容

1. インターロック機能切替え確認完了後スライディング作業を行う。
2. 定位置直下までスライディングする。
3. インターロック機能を切替える。
4. パワーリンクチェーンピンを取付ける。
5. 固定材を取外す。

### リフトアップ中



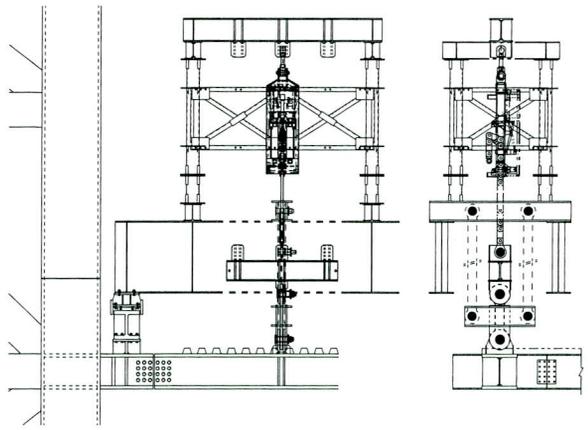
#### 状況内容

1. リフトアップ作業中は、H鋼クランプ装置にて水平方向を固定した状態で作業を行う。
2. 所定の高さまで（約20m）リフトアップする。
3. 固定材のピンを取付ける。
4. パワーリンクチェーンピンを取外す。
5. インターロック機能を切替える。

#### インターロック機能

パワーリンクシステムの油圧を解放しないとスライド設備の油圧装置が作動しない機能

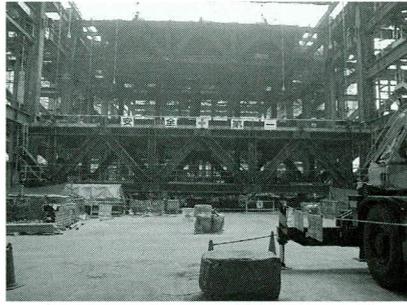
### 据付け・定着



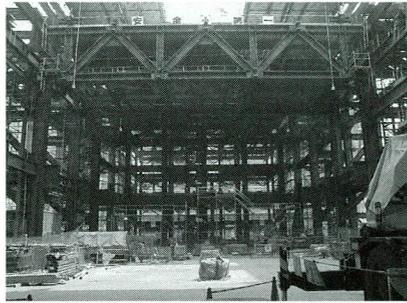
#### 状況内容

1. インターロック機能切替え確認完了後作業を行う。
2. 据付け・定着作業中は、H鋼クランプ装置にて水平方向を固定した状態で作業を行う。
3. 定位置まで（約700mm）リフトアップする。
4. 定着する。

図-8 安全設備図



メガトラス地組立



リフトアップ完了スライド中



リフトアップ中



写真-6 施工状況写真

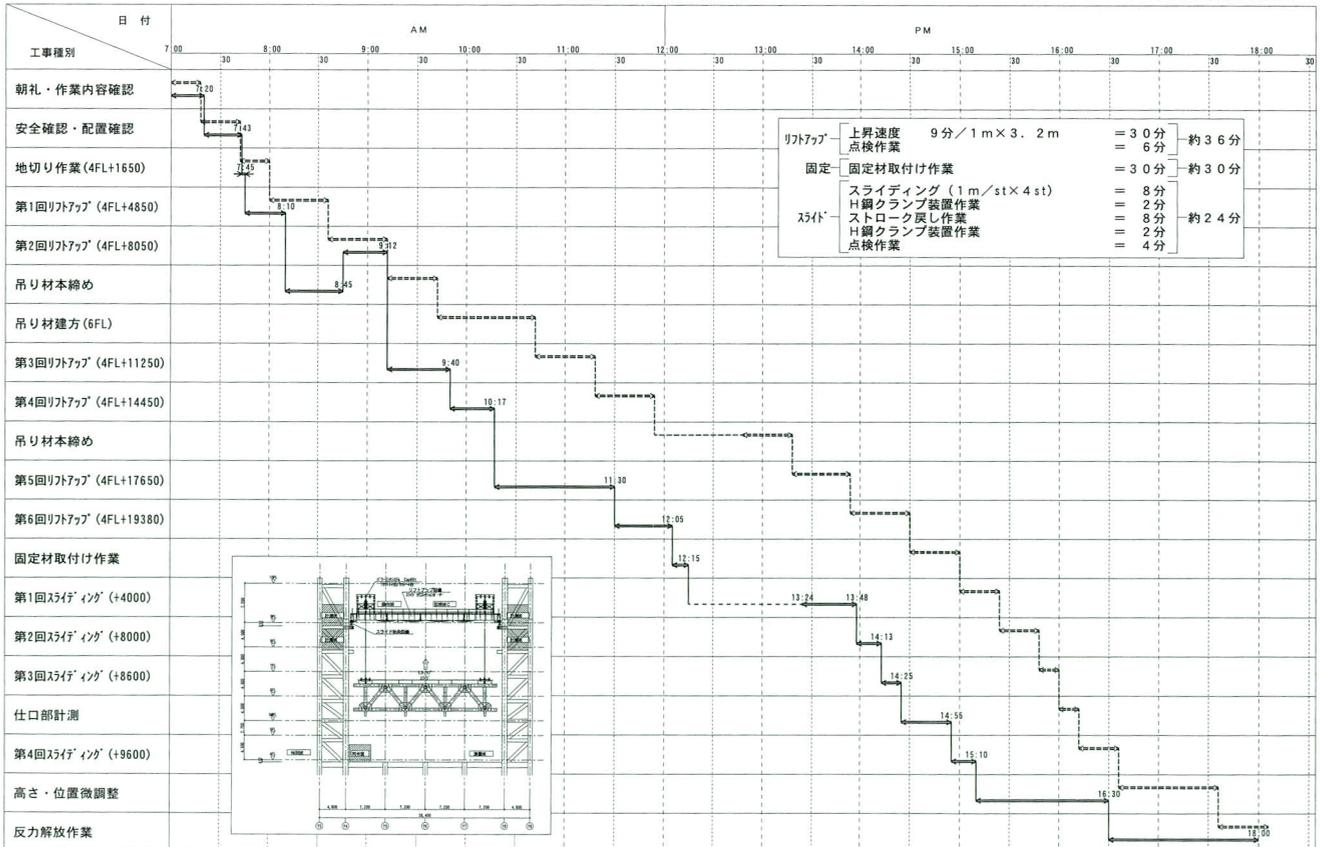
表-2 タイムスケジュール

工事名 日本テレビ放送網(株)新社屋建設工事

タイムスケジュール表  
9FL-No2トラス  
作成日 H13年 8月31日

-----: 計画時間  
—————: 実施時間

宮地建設工業株式会社



## 6. あとがき

新橋駅前のJR汐留跡地の一角に建設された日本テレビ新社屋は、今後注目される施設である。非常に工事ヤードが狭く、他工事との工程調整が難しい工事であったが、特殊工法であるMLS工法を採用する事により施工性、安全性を大幅に向上することができた。これも一重に日本テレビ放送網(株)及び清水建設JV他、工事関係者の方々のご指導によるものと深く感謝する次第である。

2002. 11. 18 受付

### グラビア写真説明

#### 謙信公大橋

本橋は、アーチが橋の中央に1本しかない単弦アーチ橋で、断面は台形、しかもこの断面がアーチ軸に沿って変化している非常に珍しい構造的特徴を持っています。このアーチから下へ伸びたパイプにより橋本体の重量、車の重量を吊上げて支えています。現場は、1級河川関川に架かるため非出水期内の施工及び工期に制約があります。そのため補剛桁は、非出水期に河川内に杭基礎によるベントを設置し、クローラークレーンベント工法により架設しました。アーチ部は平行してアプローチ道路部にて地組及び全段面溶接を行った後、300t編成の2機（4台）による自走多軸台車により運搬、架設を行いました。（伊藤）

#### 川井大橋（落合6号橋）

本橋は国道439号、高知県北部、徳島県との県境近い吉野川の支流南小川に架かるトラス橋で、山間部に位置し、現地付近の道路が狭隘な為、10tトラックでは通れず、途中、桁を6tショートトラックに積み換えての現場搬入となりました。

尚、この路線の橋梁は、橋名板の文字を地元小学生に書いてもらっており、元気な文字が橋を渡る人々の目を和ませてくれます。

数十年後、子供達もきっとこの辺りで楽しく遊んでいた頃の事を思い出してくれる事でしょう。（西田）

#### 熊ヶ原橋

本橋所在の「油木町」は広島県の東北部、岡山県との県境に位置しており中国山地の山腹の斜面に沿って開けた町である。町内の大半は400m～600mの標高にあり、気温の年格差・日格差ともに大きいため景勝地「下帝釈峡」をはじめとして紅葉の季節には美しい景色を楽しむことができる。

「一般県道牧油木線」は隣接する神石町と油木町を結ぶ山間の道路として現在も整備が進められており、本橋架橋地からも新緑から万緑そして紅葉といった山々の移り変わりを望むことができる。（山根）

#### 四十八ヶ瀬大橋

本橋は、一般国道8号の入善黒部バイパスの中で黒部川を渡る5径間連続鋼箱桁です。橋名は、松尾芭蕉「奥の細道」の一節「黒部四十八ヶ瀬とかや、数しらぬ川をわたりて」から名付けられました。入善黒部バイパスは、下新川郡入善町梶山～魚津市江口を結ぶ、延長16.1kmの4車線バイパスです。当該区間の慢性的な渋滞を解消するとともに、魚津バイパスと接続して富山県東部の幹線ネットワークを形成し、経済活動の活性化、生活環境の改善を図ります。（伊藤）

# 数値仮組立の現状の紹介

## Present State of Numerical Temporary Assembly Simulation

川名 英雄\*<sup>1</sup> 小出 勝雄\*<sup>1</sup>  
 Hideo KAWANA Katsuo KOIDE

### Summary

Important requirements for steel bridge construction are to shorten the construction period and lower the construction cost of a steel bridge. While configuring a cooperative system among steel-bridge fabricators, which introduced the numerical temporary assembly simulation software, each fabricator's endeavor to promote its own efforts. And also, our simulation method for temporary assembly has searched for the best method, although there were many trials and errors. With this introduction of a noncontact, three-dimensional measuring system, the authors have compared the numerical simulation results with the results of temporary assembly and checked the fabrication accuracy after the simulation. Although the current numerical temporary assembly simulation method has some problems, this paper describes the present state of the technology and suggests subjects to be addressed in the future.

キーワード：非接触型3次元計測機、測定精度、添接板製作、Masscotシステム、架設手順

### 1. まえがき

数値仮組立の代替として、当社では主桁パネル連続組立法<sup>2)</sup>、メトレコム（3次元接触型計測機）とFM（表面研削機）の組合せによる3次元計測システム<sup>3)</sup>を基に主桁仮組立シミュレーション（数値仮組立）を実施してきた。

一昨年2001年6月、千葉工場に新しく非接触型3次元計測機（Super Brahms<sup>4)</sup>）を導入したことを契機に数値仮組立ソフトMasscotシステムの運用方法を改善しSuper

BrahmsとMasscotシステムにより仮組立シミュレーションを実施してきた。構造形式としてはI桁現場ボルト継手・I桁全段面溶接継手・箱型現場ボルト継手工事に付いての数値仮組立である。数値仮組立により得られた結果に基づき主桁添接板を製作し実仮組立との整合性検証を行い現場架設を実施し、現場での整合性も検証した。今後も数値仮組立の実施回数を重ね数値仮組立、部材測定省力化及び測定精度向上を図って行きたい。

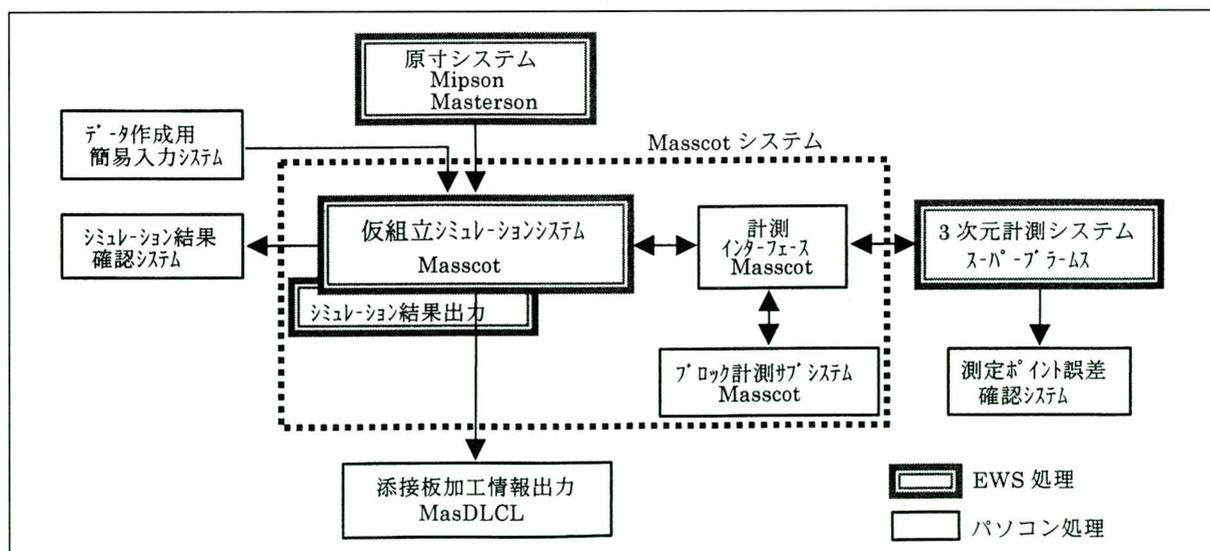


図-1 数値仮組立システム概要

\*<sup>1</sup>千葉工場品質保証部次長

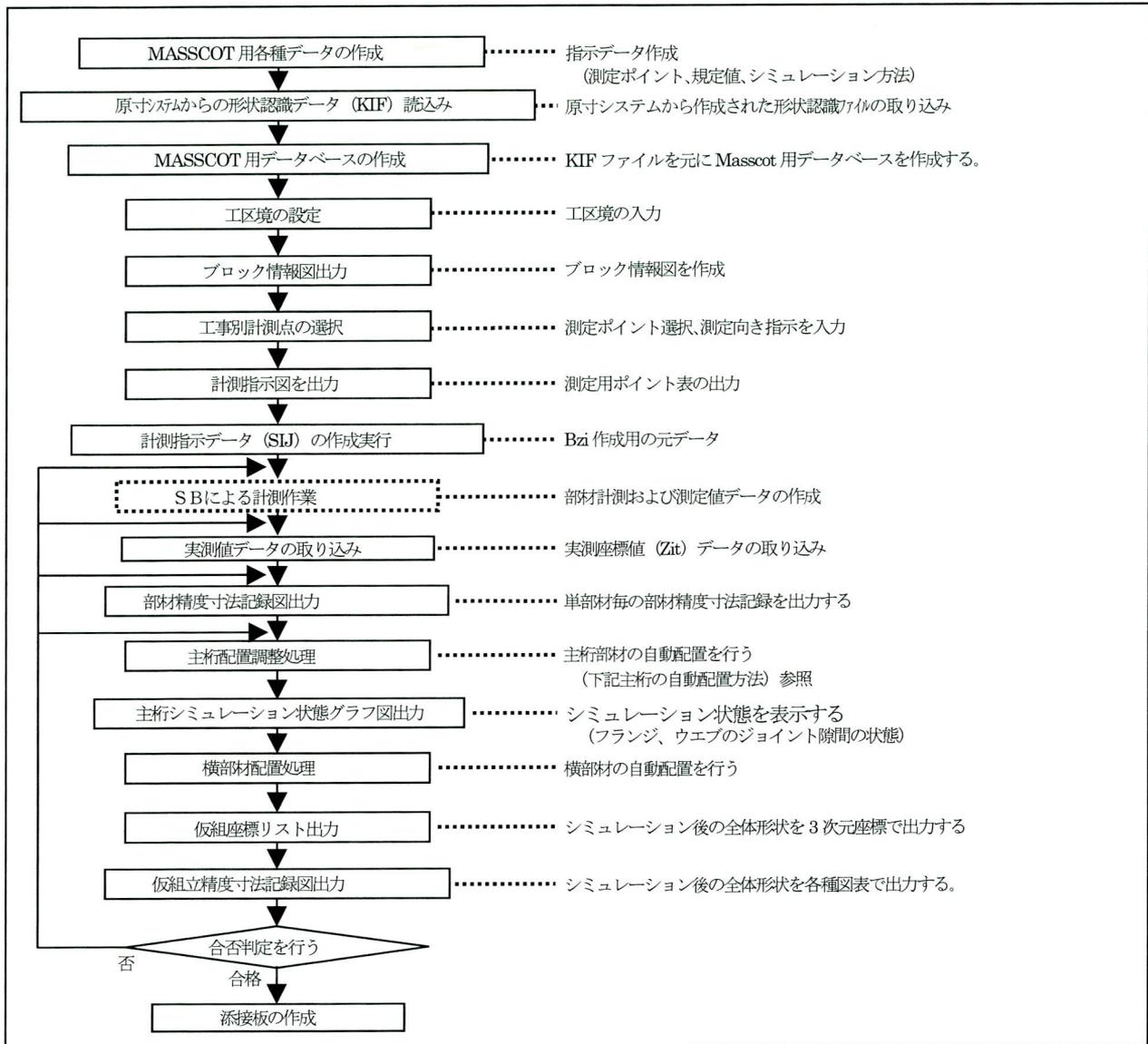


図-2 原寸システムから添接板作成までの処理手順

## 2. シミュレーションの作業要領

概要については既に宮地技報No.17に報告されているが、その後改善した点を含め具体的な要領について説明する。

### (1) 数値仮組立作業とMasscotの概要

数値仮組立システムの全体構成を（図-1）に示す。原寸システムはJIP社のMipson、Masterson、仮組立シミュレーションと添接板作成システムはB&C社のMasscotとMasCLDL、3次元計測は(株)オーガス総研、コマツ、コマツエンジニアリング(株)の共同開発によるスーパープラ

ームスを使用している。情報の流れとして製作情報を上流側の原寸システムから形状認識データ（KIF）としてテキスト形式のファイルで受け取る。部材測定、仮組立シミュレーション、添接板情報作成までが数値仮組立の主な作業となる。仮組立シミュレーション処理を行っているMasscotシステムはシミュレーション処理で確定した形状を添接板に反映させ、架設時にシミュレーション形状が再現される計算方式を採用している。原寸システムから添接板作成までの処理手順を（図-2）に示す。

当社での数値仮組立の目的は、数値仮組立の結果を架設現場で再現出来ることにある。この目的達成のためには高精度の部材実測値を得る条件を整えること、シミュ

レーション条件を変え多くのケースを実践し、検討することが大切である。これに対応する具体化策として測定方法改善、測定値チェック体制整備、およびMasscot周辺の運用環境改善（シミュレーション結果の迅速な確認方法の整備、運用上のトラブル防止機構の整備）を行ってきた。数値仮組立システムの運用はMasscotシステムを中心に周辺の補助機能としてパソコン版の測定値ポイント誤差確認システム、簡易入力システム、シミュレーション結果確認システムを構築し、形状管理に集中出来る体制を整えつつ運用を行ってきた。

## (2) シミュレーション作業内容と手順

仮組立シミュレーション作業の内容を（図-3）に示す。

### 1) 単部材の部材精度確認

単部材測定完了後、部材精度寸法記録で各寸法のチェックを行う。全ての部材測定完了後、隣接部材の主桁フランジ直角度とウェブ高さを中心に部材相互関係をチェックし単部材の合否判定をする。

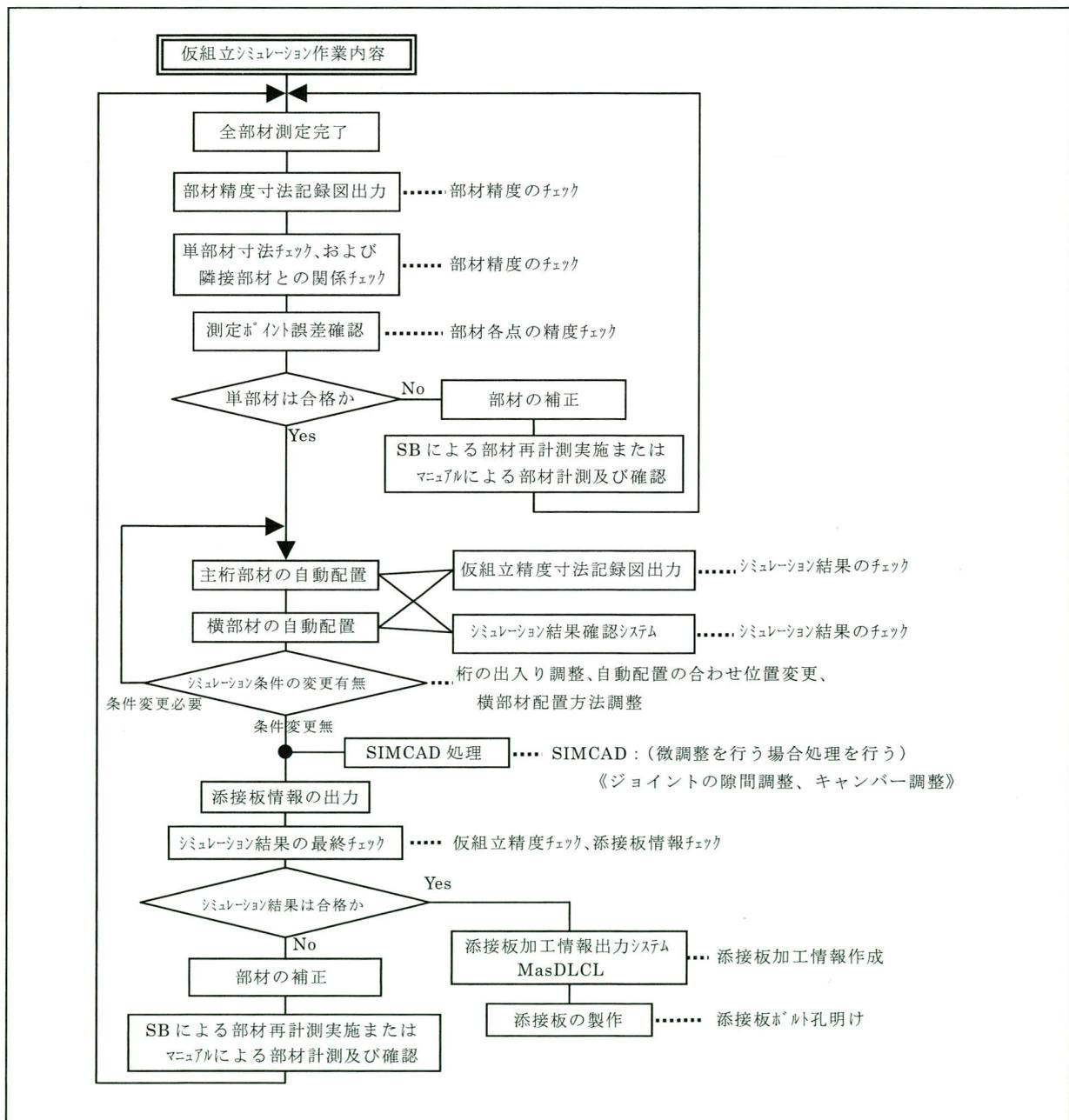


図-3 仮組立シミュレーション作業

## 2) シミュレーション処理後の仮組立精度確認

部材計測完了後仮組立シミュレーションに入る。これは主桁の管理指標値に沿った自動配置処理と横桁・横構の配置処理を指す。この段階で仮組立精度記録図を出力し全ての結果が許容値内に収まっている事を確認する。社内管理値内に収まらない箇所がある場合はシミュレーション条件設定を変更し再配置を繰り返す。シミュレーション条件とは主桁の出入り差調整、主桁部材の合わせ位置調整および部材の配置位置調整を指す。

条件変更による仮組立形状を簡便にかつ正確に把握するため、パソコンによる図化ソフト（シミュレーション結果確認システム）を併用し確認を行う。この方法は部材配置処理後Masscotシステムから出力される3次元座標値を処理し、パソコン画面で対話形式にシミュレーション結果の確認を行うものである。（図-4）にパソコン画面で処理中の主桁間隔長、平面对角長、部材形状の確認画面表示例を示す。自動配置後キャンバー値またはジョイントの隙間を微調整する場合はMasscotシステムのSIMCADにより調整を行う。

以上の処理調整後、管理指標値を適用し仮組立精度記録図による合否判定を行う。

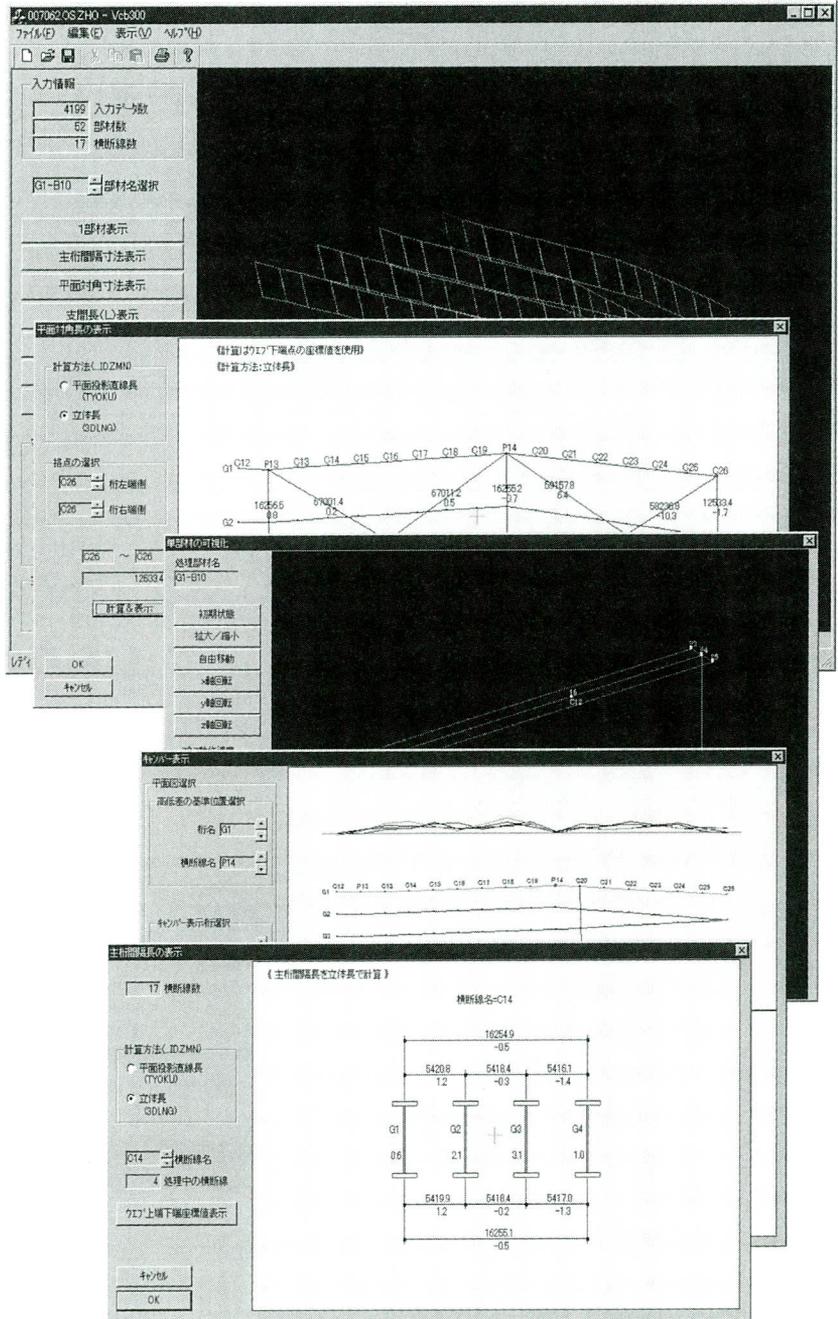


図-4 主桁シミュレーション結果の表示例

## 3) 添接板情報を含む仮組立精度確認

仮組立シミュレーションによる全体形状と仮組立精度が許容値内であることを再度確認し、添接板製作情報の作成を行う。添接板情報については中央ゲージ、ボルト孔縁端寸法確認を行い添接板ボルト孔明け工程へ進める。

## 4) シミュレーション実施工事

Super Brahmで計測し、シミュレーションを実施した工事及び架設完了工事例を（表-1）次頁に示す。

表一 Super Brahms計測によりシミュレーションを実施した工事事例

事名	形式	主桁台数	主桁高mm	扱重量 T	現場継手形式	計測日数	備考
1. 共栄高架橋	I桁	16	2950	272	全断面現場溶接	3	竣工
2. 中田高架橋	I桁	229	2900	2706	全断面現場溶接	46	架設中
3. 名古屋南	I桁	30	2500	510	全断面現場溶接	6	架設完了
4. 安里高架橋	箱桁	42	1700	512	HTB継手	8	竣工
5. 小牛田橋	I桁	48	1800	630	HTB継手	8	架設中
6. 檀紙北高架	I桁	88	2400	1104	HTB継手	18	竣工
7. 平子橋	I桁	98	1060	676	HTB継手	17	架設中
8. 板柳大橋	I桁	35	2300	221	HTB継手	6	架設中
9. 花園高架橋	I桁	122	2900	2072	全断面現場溶接	17	架設中
10. 辰口橋	I桁	68	2500	600	HTB継手	16	架設中
11. 180号3号橋	I桁	25	2000	167	HTB継手	5	架設中
小計	I桁	416		3161	HTB継手	81	
	I桁	397		5242	全断面現場溶接	72	
	箱桁	42		512	HTB継手	17	
合計		813		8915		170日	

### 3. 3次元計測機（Super Brahms）の配置及び部材計測概要図

#### (1) 主任様

- ・計測精度：  
±1.0mm（1σ）計測精度：上限管理値はXYZ各±0.55mm以下・±0.8mm以下
- ・計測方式：  
直交式ロボットと3次元カメラによる非接触3次元計測形状認識、ロボット2台による対向式により表裏同時計測。
- ・計測ロボット本体：  
ハンド先端に非接触3次元計測視覚センサーを持つ高精度なロボットで、製作完了データ座標に従い移動し製作完了部材の各計測位置座標を取得する。

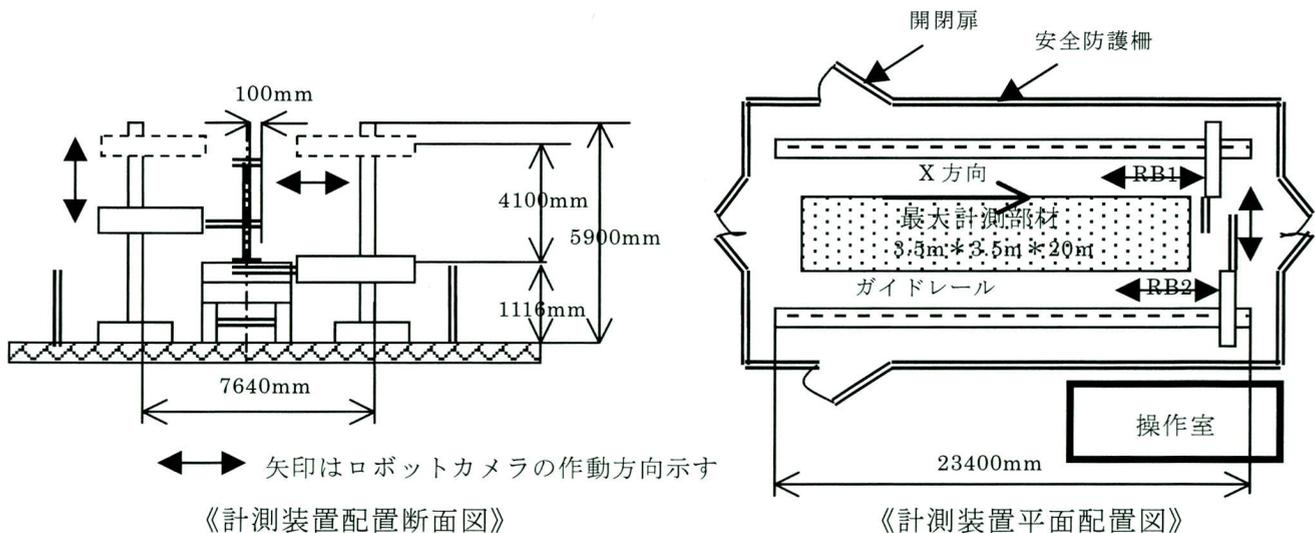
・計測部材最大寸法：

3.5M（高さ）\*3.5M（幅）\*20M（長さ）

#### (2) 部材計測装置全体概要

計測機装置は直行式ロボットに3次元レーザーカメラを各1台搭載し対面にロボットを設置し表裏を同時に計測する（図一5に計測装置断面図と平面配置図を示す）。

図一5 部材計測装置全体図



#### 4. シミュレーション結果の検証

##### (1) 実仮組み併用による検証

I桁、箱桁についてシミュレーション結果を検証するため1部分実仮組を実施しシミュレーション結果との比較を行った。I桁添接板継手タイプの実施仮組立全景を（写真-1）に示す。フランジとウェブは所定の位置へピンを打ち込み隙間の確認を行っている（写真-2、写真-3）。対傾構について所定の位置へピンを打ち込める事を確認した後ボルトを締めて全長、キャンバー、主桁の通りの確認を行った（写真-4）。

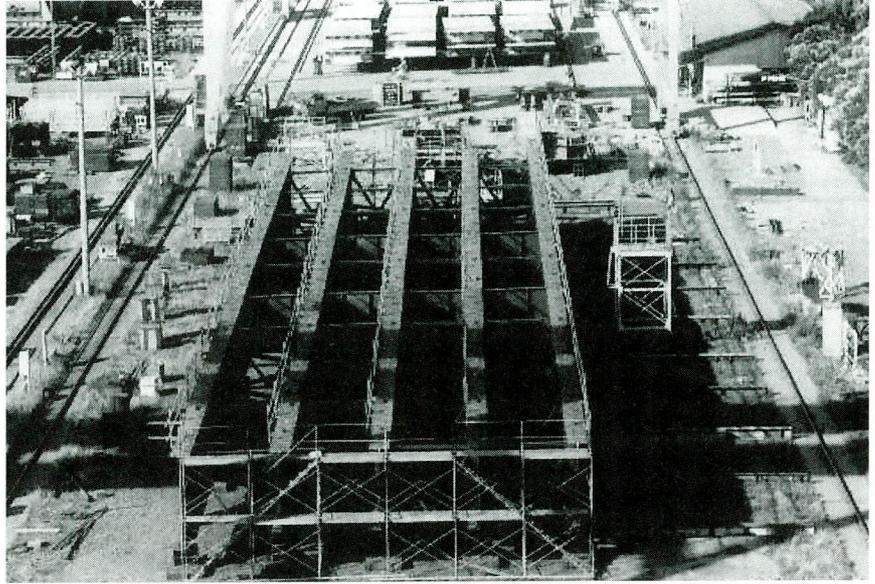


写真-1 仮組立全景

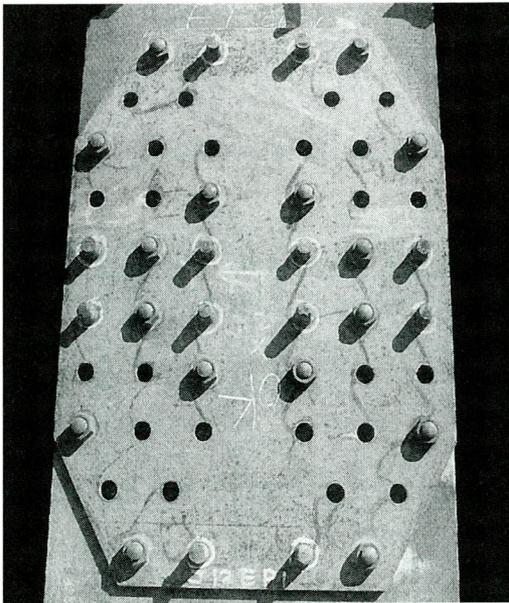


写真-2 上フランジのピン打込み

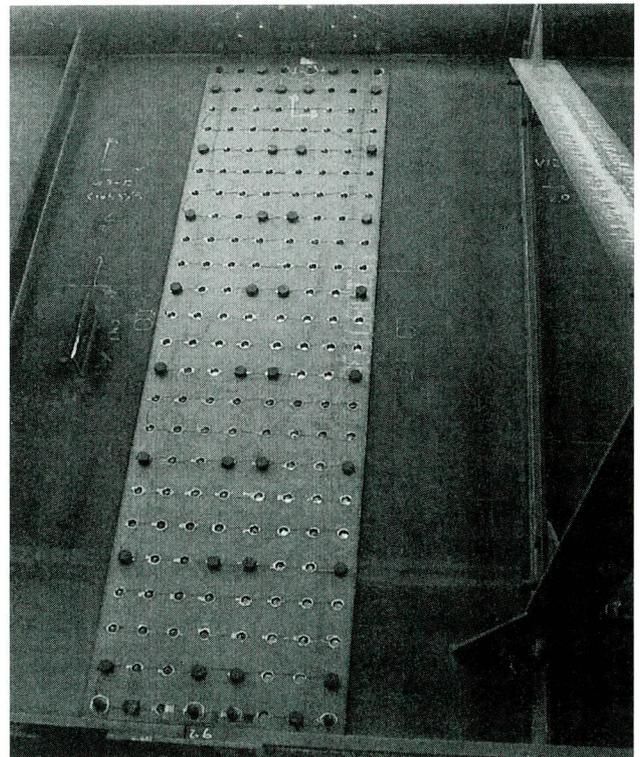


写真-3 腹板のピン打込み

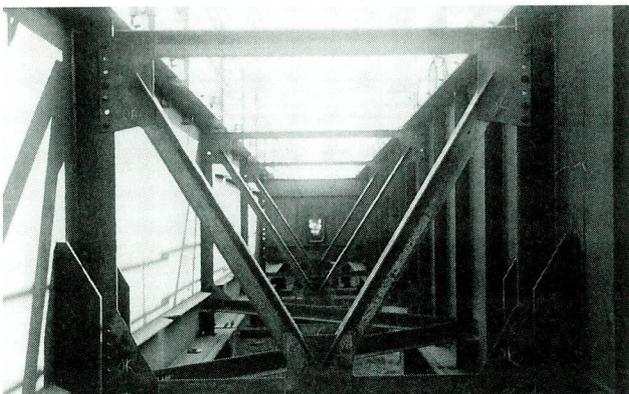


写真-4 対傾構のピン打込み

(2) 高力ボルト継手I桁の数値仮組と実仮組立との比較

I桁の実仮組立結果との比較例-1として5主桁、現場HTB継手の検証を行った。検証は4継手、主桁25台を仮組立し行った。主桁名、格点、ジョイント位置を主桁断面図と部材平面配置図により(図-6)に示す。

①全長・支間長の結果を表-2に示す。実仮組立結果とシミュレーション結果は同様にプラス傾向が見受けられる。

②キャンバー値の既定値との差を表-3、グラフ-1に示す。実仮組立結果とシミュレーション結果の差は2.5mm前後に集中している。

③主桁添接部の隙間を表-4に示す。実仮組立結果とシミュレーション結果のジョイントの隙間は最大差が+1.9mmから-1.5mmである。

④ラテラル孔ズレの差を表-5、グラフ-2に示す。実仮組立結果とシミュレーション結果の差は+2.7mmから-2.7mmの範囲である。

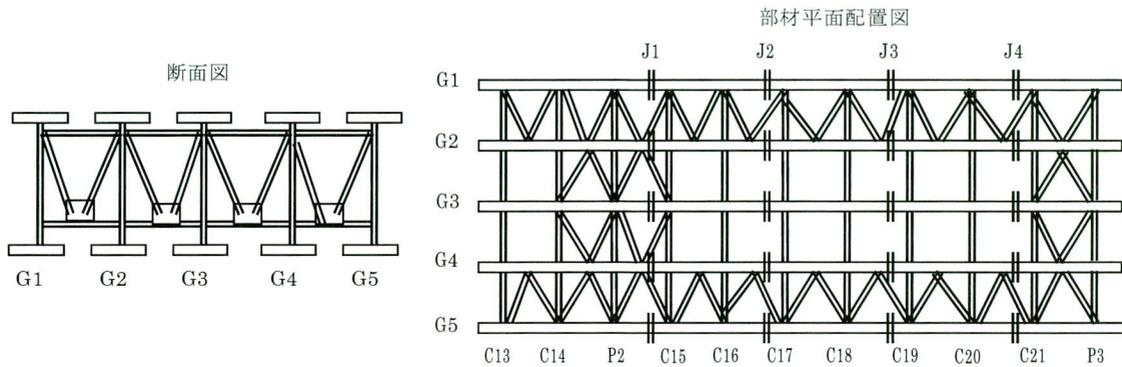


図-6 I桁の実仮組立部分図

表-2 全長 (単位mm)

	規定値	シミュレーション結果：S	検証仮組立結果：A	S-規定値	A-規定値	S-A	管理指標値
G1	60001.5	60013.5	60014.5	+12.0	+13.0	1.0	14.8
G2	60001.5	60011.6	60015.5	+10.1	+14.0	3.9	14.8
G3	60001.5	60013.6	60015.5	+12.1	+14.0	1.9	14.8
G4	60001.5	60007.5	60014.5	+6.0	+13.0	7.0	14.8
G5	60001.5	60009.9	60016.0	+8.4	+14.5	6.1	14.8

表-3 製作キャンバー (単位mm)

シミュレーション結果 (規定値との誤差値)

	C14	P2	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	P3
G1	-1.4	基準	-1.0	-2.5	-1.8	-2.4	-2.3	-2.5	-2.1	-1.1
G2	-0.9	+0.4	-1.4	-3.1	-2.8	-3.2	-3.4	-2.6	-1.8	-0.2
G3	-1.2	±0	-1.7	-4.1	-2.4	-2.8	-2.6	-3.0	-2.1	-1.0
G4	-1.4	-2.2	-1.8	-4.2	-2.7	-3.3	-2.7	-3.5	-2.1	-0.2
G5	-1.4	-0.5	-1.5	-2.0	-2.3	-2.5	-2.6	-3.1	-2.5	-0.3

検証仮組立結果 (規定値との誤差値)

	C14	P2	C15	C16	C17	C18	C19	C20	C21	P3
G1	±0	基準	±0	±0	+2	+2	+2	+2	-1	-1
G2	-2	-2	+1	+1	+1	+1	-1	-1	-1	+1
G3	-2	-2	-2	-2	±0	±0	-1	-1	+2	+2
G4	-3	-3	±0	±0	±0	±0	±0	±0	+3	+3
G5	±0	±0	±0	±0	±0	±0	±0	±0	+2	+2

グラフ-1 シミュレーションと検証仮組立の差 (全50箇所)

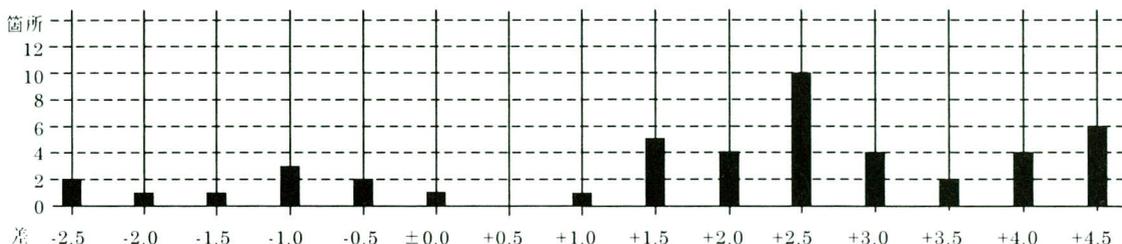


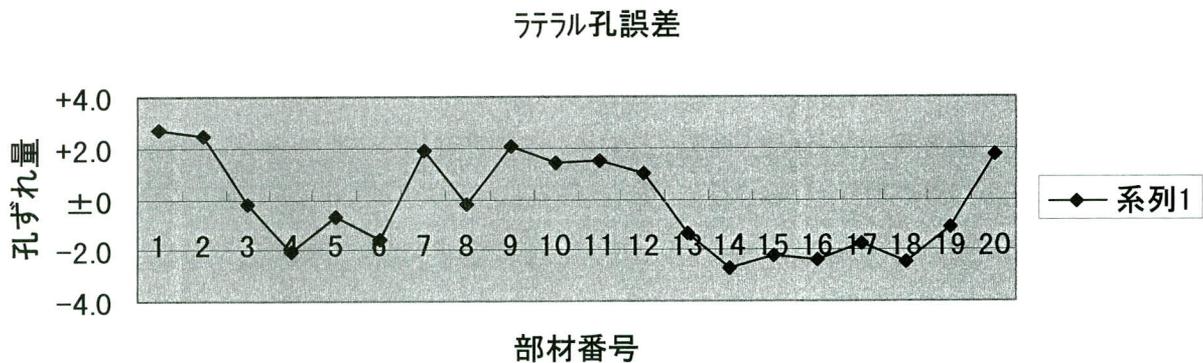
表-4 主桁現場添接部隙間、規格値0~5mm（単位mm）

		J1		J2		J3		J4		最大差	全体平均隙間	
		シミュ	検仮	シミュ	検仮	シミュ	検仮	シミュ	検仮		シミュ	検仮
G1	WU	1.8	0.3	3.4	4.2	2.3	2.9	1.4	2.7	-1.5	2.2	2.5
	WL	4.3	3.0	2.7	3.3	3.8	3.5	4.7	3.0	-1.7	3.9	3.2
G2	WU	1.4	3.3	1.6	1.0	3.3	3.5	3.0	3.6	+1.9	2.3	2.9
	WL	4.6	4.5	4.4	2.8	2.7	3.4	3.0	4.5	-1.6	3.7	3.8
G3	WU	3.8	3.9	3.8	3.7	3.6	4.8	2.9	3.9	+1.2	3.5	4.1
	WL	2.5	3.7	2.5	2.1	2.7	3.2	3.5	4.3	+1.2	2.8	3.3
G4	WU	2.8	3.4	2.1	2.2	3.6	3.9	2.3	2.0	+0.6	2.7	2.9
	WL	2.9	3.6	3.6	3.3	2.1	1.9	3.4	2.5	-0.9	3.0	2.8
G5	WU	0.9	0.0	2.9	3.2	4.5	4.7	2.6	2.9	-0.9	2.7	2.7
	WL	4.8	3.5	2.8	3.7	1.2	2.8	3.2	4.2	-1.3	3.0	3.6
平均	WU	2.1	2.2	2.8	2.9	3.5	4.0	2.4	3.0	+0.6	2.7	3.0
	WL	3.8	3.7	3.2	3.0	2.5	3.0	3.6	3.7	+0.5	3.3	3.3
全体平均		3.0	2.9	3.0	3.0	3.0	3.5	3.0	3.4	+0.5	3.1	

表-5 横溝と主桁付ガゼット孔関係（単位mm）

部材番号	主桁ガゼット孔間隔			横溝孔間隔			孔ずれ検証結果		
	設計値	シミュレーション	誤差	設計値	部材長	誤差	シミュレーション	検仮：注1)	誤差
L 1	3571.2	3571.2	±0	3571.2	3571.0	-0.2	-0.2	+2.5	+2.7
L 2	3240.5	3240.5	±0	3240.5	3239.0	-1.5	-1.5	+1.0	+2.5
L 3	3296.3	3296.3	±0	3296.3	3268.0	+1.7	+1.7	+1.5	-0.2
L 4	3505.4	3505.4	±0	3505.4	3505.0	-0.4	-0.4	-2.5	-2.1
L 5	3571.3	3571.3	±0	3571.3	3570.0	-1.3	-1.3	-2.0	-0.7
L 6	3505.4	3505.4	±0	3505.4	3505.0	-0.4	-0.4	-2.0	-1.6
L 7	3571.2	3574.9	+3.7	3571.2	3571.0	-0.2	-3.9	-2.0	+1.9
L 8	3450.4	3451.3	+0.9	3450.4	3450.0	-0.4	-1.3	-1.5	-0.2
L 9	3546.1	3546.1	+1.8	3546.1	3545.0	-1.1	-1.1	+1.0	+2.1
L 10	3555.4	3555.4	-2.8	3555.4	3554.0	-1.4	-1.4	±0	+1.4
L 11	3621.0	3621.0	+0.6	3621.0	3621.0	±0	±0	+1.5	+1.5
L 12	3500.5	3502.0	+1.5	3500.5	3501.0	+0.5	-1.0	±0	+1.0
L 13	3490.8	3490.7	-0.1	3490.8	3490.0	-0.8	-0.7	-2.0	-1.3
L 14	3505.5	3505.3	-0.2	3505.5	3505.0	-0.5	-0.3	-3.0	-2.7
L 15	3570.8	3570.8	±0	3570.8	3572.0	+1.2	+1.2	-1.0	-2.2
L 16	3505.6	3505.6	±0	3505.6	3506.0	+0.4	+0.4	-2.0	-2.4
L 17	3570.8	3570.8	±0	3570.8	3570.0	-0.8	-0.8	-2.5	-1.7
L 18	3240.5	3240.5	±0	3240.5	3242.0	+1.5	+1.5	-1.0	-2.5
L 19	3295.9	3295.9	±0	3295.9	3297.0	+1.1	+1.1	±0	-1.1
L 20	3500.7	3500.7	±0	3500.7	3501.0	+0.3	+0.3	+2.0	+1.7

グラフ-2 ラテラルの誤差（単位mm）



注1)  
上図グラフのずれ量値は片側孔群合わせを行い誤差集積群に孔ずれ量が発生させ計測した結果を示す。  
ラテラル孔群の呼び方を（図-7）に示す。

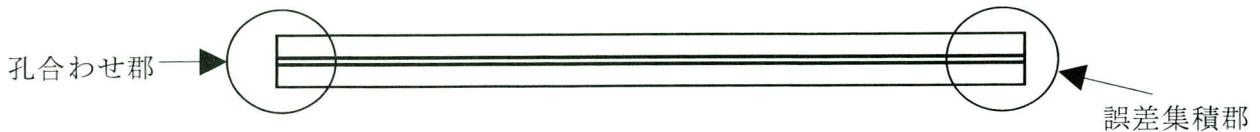


図-7 ラテラル孔群説明図

(3) 現場溶接継手 I 桁の数値仮組立と実仮組立との比較

I 桁の実仮組立結果との比較例-2として2主桁、全断面現場溶接継手の検証を行った。検証は数値仮組立により得られたデータにより、エレクトロシールドの添接板を作成、所定の位置にピンを挿入し、主桁10台、4継手分を仮組立した。格点、ジョイント位置を主桁断面図と側面図で(図-8)に示す。ルートギャップ各部の記号を次頁(図-9)に示す。

- ①全長・支間長の結果を表-6に示す。実仮組立ではプラス値となりシミュレーション結果ではマイナス値となった。
- ②キャンバー値の結果を表-7に示す。実仮組立とシミュレーションの差は+3mmから-2mmである。
- ③主桁通りの結果を表-8に示す。実仮組立とシミュレーションの差は概ね3mm前後である。
- ④溶接部のギャップの結果を表-9に示す。実仮組立と設計値およびシミュレーションと設計値の差の大きい所は最大+3.3mm最小-1.3mmである。

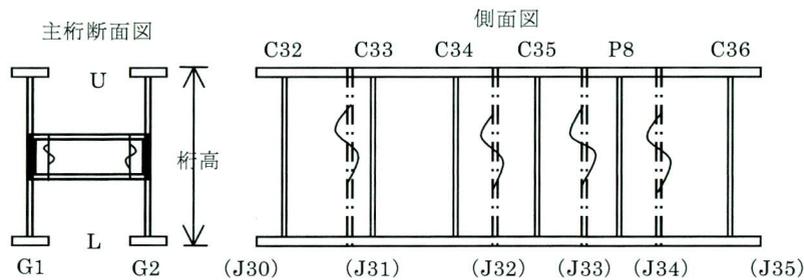


図-8 I 桁の実仮組立部分図

表-6 全長・支間長：単位mm：検証実施仮組立、計測は鋼巻尺（張力補正有）使用

項目	G1U: J30-J35	G2U: J30-J35	規格値	管理目標値	規格値*0.6=管理目標値
A: 設計値	54504.0	54504.0	±15.4	±12.3	
B: シミュレーション	54499.6	54503.9	±15.4	±12.3	
C: 実施仮組立	54503.0	54507.5	±15.4	±12.3	
B-C: 差	+3.4	+3.6			
A-C: 差	-1.0	+3.5	±15.4	±12.3	

表-7 製作キャンバー：主桁上面：単位mm

項目	J30	C32	C33	C34	C35	P8	C36	J35
G1	A: 設計値	274	246	202	145	72	0	-93
	B: シミュレーション		247	203	146	72	0	-50
	C: 実施仮組立	273	245	202	146	71	0	-94
	A-C: 差	-1	-1	±0	+1	-1	±0	±0
	B-C: 差		-2	-1	±0	-1	±0	±0
G2	A: 設計値	273	244	199	142	70	0	-95
	B: シミュレーション		246	204	143	71	0	-50
	C: 実施仮組立	277	247	205	145	74	0	-94
	A-C: 差	+4	+3	+6	+3	+4	±0	+2
	B-C: 差		+1	+1	+2	+3	±0	±0

表-8 主桁の通り：主桁上面：単位mm、基準はC36（規格値：5+L/5）

項目	C32	C33	C34	C35	P8	C36
G1桁 Uフワンジ側	A: 設計値	0	0	0	0	0
	B: シミュレーション	±0	+1	+1	+4	+2
	C: 実施仮組立	-1	+3	+2	+1	+4
	B-C: 差	+1	-2	-1	+3	-2
G1桁 Lフワンジ側	A: 設計値	0	0	0	0	0
	B: シミュレーション	±0	+1	+1	+1	+1
	C: 実施仮組立	±0	+2	+2	+2	+3
	B-C: 差	±0	-1	-1	-1	-2
G2桁 Uフワンジ側	A: 設計値	0	0	0	0	0
	B: シミュレーション	±0	+1	+1	+1	+1
	C: 実施仮組立	+3	+2	+2	+2	±0
	B-C: 差	-3	-1	-1	-1	+1
G2桁 Lフワンジ側	A: 設計値	0	0	0	0	0
	B: シミュレーション	±0	+1	+1	+4	+2
	C: 実施仮組立	±0	+3	+1	+2	-1
	B-C: 差	±0	-2	0	+2	+3

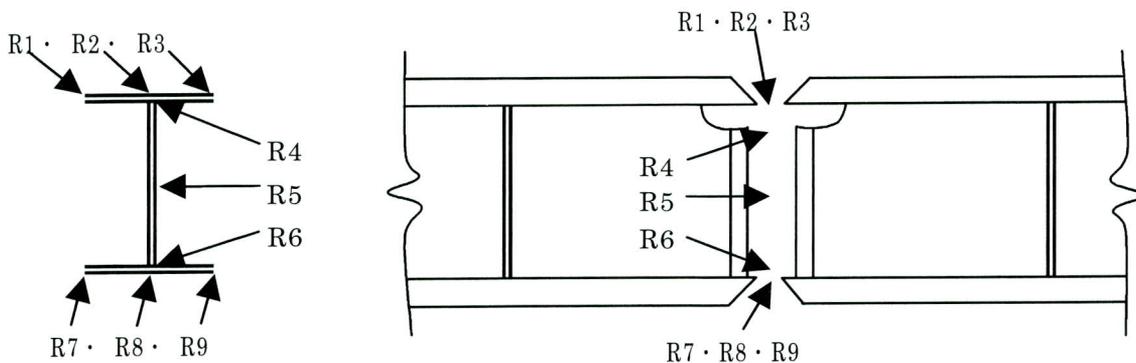


図-9 ルートギャップ（現場溶接部隙間）の計測位置図

表-9 現場溶接部各部隙間の値

ジョイント	項目	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	
G1	J31	A:設計値	7	7	7	9	9	9	7	7	7
		B:シミュレーション	7.1	7.1	7.1	9.1	9	8.9	6.9	6.9	6.9
		C:実施組立	9.7	8.5	10.1	7.9	8.5	9.9	7.4	9.1	8.0
		B-C:差	+2.6	+1.4	+3	-1.1	-0.5	+1.0	+0.5	+2.2	+1.1
	J32	A:設計値	7	7	7	9	9	9	7	7	7
		B:シミュレーション	6.1	6.1	6.1	8.1	9	9.9	7.9	7.9	7.9
		C:実施組立	9.7	8.5	10.1	7.9	8.5	9.9	7.4	9.1	8.0
		B-C:差	+3.6	+2.4	+4.0	-0.2	-0.5	+0.0	-0.5	+1.2	+0.1
	J33	A:設計値	7	7	7	9	9	9	7	7	7
		B:シミュレーション	8	8	8	10.0	9	8	6	6	6
		C:実施組立	8.2	8.8	9.3	10.2	10.2	10.5	6.7	7.9	9.0
		B-C:差	+0.2	+0.8	+1.3	+1.2	+1.2	+2.5	+0.7	+1.9	+3.0
	J34	A:設計値	7	7	7	9	9	9	7	7	7
		B:シミュレーション	7.2	7.2	7.2	9.2	9	9	6.8	6.8	6.8
		C:実施組立	7.1	8.3	8.5	10.4	10.5	9.8	7.8	8.2	8.3
		B-C:差	-0.1	+1.1	+1.3	+1.2	+1.5	+1.0	+1.0	+1.4	+1.5
G2	J31	A:設計値	7	7	7	9	9	9	7	7	7
		B:シミュレーション	6	6	6	8	9	9.9	7.9	7.9	7.9
		C:実施組立	7.4	7.2	8.0	9.6	9.1	8.6	8.7	10.2	10.3
		B-C:差	+1.4	+1.2	+2.0	+1.6	+0.1	-1.3	+0.8	+2.3	+2.4
	J32	A:設計値	7	7	7	9	9	9	7	7	7
		B:シミュレーション	5.7	5.7	5.7	7.7	9	10.3	8.3	8.3	8.3
		C:実施組立	7.4	7.2	8.0	9.6	9.1	8.6	8.7	10.2	10.3
		B-C:差	+1.7	+1.5	+1.3	+1.9	+0.1	-1.7	+0.4	+1.9	+2.0
	J33	A:設計値	7	7	7	9	9	9	7	7	7
		B:シミュレーション	7.8	7.8	7.8	9.8	9	8.2	6.2	6.2	6.2
		C:実施組立	7.1	9.0	9.5	8.5	8.1	7.3	6.8	7.6	7.9
		B-C:差	-0.7	+1.2	+1.7	-1.3	-0.9	-0.9	+0.6	+1.4	+1.7
	J34	A:設計値	7	7	7	9	9	9	7	7	7
		B:シミュレーション	6.4	6.4	6.4	8.4	9	9.6	7.6	7.6	7.6
		C:実施組立	8.3	8.2	7.4	9.8	9.4	9.5	7.9	9.5	9.2
		B-C:差	+1.9	+1.6	+1.0	+1.4	+0.4	-0.1	+0.3	+1.9	+1.6

(Σ) 設計値と検証仮組立結果 SL; シミュレーション結果、AI; 検証仮組立

G1・G2 (J31~J34)		設計値	SL	AI	設-SL	設-AI	MAX	MIN	
		MAX・MIN							
U.Flг	G1-J33(Max)	7	8.0	9.3	1.0	2.3	2.3		
	G2-J32(Min)	7	5.7	8.0	1.3	1.0		1.3	
Web	G2-J32(Max)	9	10.3	9.6	1.3	0.6	1.3		
	G2-J32(Min)	9	7.7	8.6	1.3	0.4		1.3	
L.Flг	G2-J32(Max)	7	8.3	10.3	1.3	3.3	3.3		
	G1-J33(Min)	7	6.0	6.7	1.0	0.3		1.0	

#### (4) 箱桁の数値仮組立との比較

箱桁実仮組立結果との比較例-3として2主桁、現場HTB継手の検証を行っている。検証は4継手、主桁25台

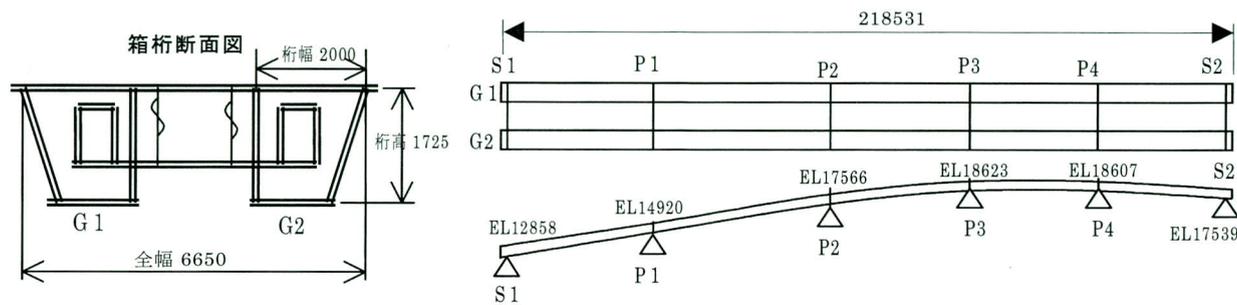


図-10 箱桁架設実施例説明図

を仮組立し行った。箱桁断面と平面図を下記（図-10）に示す。箱桁のデータについては、整理中のため次の機会に報告をする予定である。

### 5. 考察

高力ボルト継手タイプと現場溶接タイプ2種類の板桁の数値仮組立結果と試行仮組立結果の整合性を検証した。高力ボルト継手タイプでは、対傾構・横構まで踏み込んで検証した。

#### 1) 高力ボルト継手タイプ板桁

##### ①全長・支間長

溶接部隙間の許容値0～5mmの範囲内を使用し全体の調整を行った。

全長・支間長としては、数値仮組立・試行仮組立共プラス傾向となり、両者の比較では試行仮組立のほうがよりプラス傾向が出ているが数値的には満足出来る値となっている。

##### ②キャンバー

支点P2のG1桁を基準として両者を比較した。数値仮組立では、全般に既定値より低めの数値となり試行仮組立では、平均で既定値近傍の数値となっているが有為差はそれほど認められず満足のいく結果となった。

##### ③主桁添接部の隙間

数値仮組立・試行仮組立共隙間平均3mm前後で特に大きな有為差は認められない。両者での最大差は1.9mmで十分満足の出来る結果である。

##### ④横構綾材の孔ズレ

今回は、試行仮組立で対傾構にピンを打ち込み橋軸直角方向の数値も検証しながら、横構綾材の孔ズレについても検証した。

横構綾材は、片側にピンを打ち込み反対側の孔ズ

レ量を計測、数値仮組立との数値比較も行った。結果、両者の計測比較による孔ズレ量は平均で2mm程度で数値仮組立上の数値を使用しても、架設上支障が無いものと思われる。

#### 2) 現場溶接継手タイプ板桁

##### ①全長・支間長

溶接継手部の標準ギャップは、フランジ7mm、ウェブ9mmと設定し、-2～+5.0mmの中で全体調整を行った。全長・支間長としては、数値仮組立ではマイナス値となり試行仮組立では、プラス値の傾向となった。結果的に相反する形となっているが数値的には、十分満足の出来る数値である。

##### ②キャンバー

支点P8のG1桁を基準として両者を比較した。両者共プラス値で、その最大値は+6.0mmであった。数値仮組立と試行仮組立の有為差は見られず数値的には、問題のないものであった。

##### ③主桁の通り

格点C36を基準として両者を比較した。数値仮組立と試行仮組立の有為差は見られず数値の最大差は、3mmで問題のない数値であった。

##### ④現場溶接部のギャップ

ギャップの最大値は、+3.3mm、最小値は、-1.3mmで試行仮組立の方が数値仮組立より大きくなっている。ギャップ規格値の-2～+5mmの間にて各値は、推移しており、数値仮組立結果の値を使用しても現場で問題となる事はなく、満足の出来る結果となった。

## 6. 今後の方策

シミュレーションは他社においても幾多の方法があるが、いまだ全てを網羅しているとは言い難い状況にある。当社におけるシミュレーションも、パネル組立方法をスタートとして約20年の歳月を経過している。諸先輩が考案検討し実践してきた経緯を踏まえ、今回数値仮組立標準を確立させた。今後は下記事項まで踏み込んで行きたいと思う。

### (1) シミュレーション対応形式の適用範囲を広げる。

- ① 現行では直線・支点折れI桁、箱桁に限定しているが、徐々に曲線桁・トラス等にも適用範囲を広げる。
- ② 添加物等付属物の取付位置、干渉有無確認方法の確立を目指す。

### (2) 添接板の製作時期の短縮

- ① 部材計測・シミュレーション時間の短縮を図り添接板製作時期の早期開始を画策する。

本文を発表するにあたり、数値仮組立の運用また情報収集に製造部、工事部並びに工事部架設現場、品質保証部の方々にはご協力していただきありがとうございました。紙上をお借りして厚く御礼申し上げます。

## <参考文献>

- 1) 成宮、青木;鋼橋製作における自動化システムの実用化例 (パネル自動組立・溶接ライン) 宮地技報No.2、1986
- 2) 成宮、伊東; 橋梁製作におけるパネル組立方法と自動化システム「PASシリーズ」宮地技報No.5、1989
- 3) 小坪、森下、小出、伊東、中塚、茂木; 連続組立工法を用いた箱桁の仮組立省力システム; 宮地技報No.11、1995
- 4) 鬼頭省吾: 部材計測システム (Super Brahms) の概要, 宮地技報No.17, pp.131-134, 2001
- 5) 辻幸佐、小出勝雄、高橋秀幸、岩澤彰洋: FM搭載接触式3次元座標計測器による部材計測 (仮組シミュレーション用計測システムの開発)、宮地技報No.15、pp.4-9、1999

2003. 1. 15 受付

## グラビア写真説明

### 一ツ橋

一ツ橋は、長野県松本市中心部を流れる女鳥羽川に架かっております。この一ツ橋西側の女鳥羽川沿いに並ぶ縄手通りは、千歳橋まで古くからの店が立ち並び、年末年始の買物や四柱神社の参拝など市民の憩いの場であり、また観光客の散策場でもあります。

交通の往来が激しく十分な歩行者スペースが無いため、歩行者が安全に行き来できるよう、一ツ橋の上下流側に歩道橋を設けました。また世界遺産を目指した情緒ある景観に配慮しており、一ツ橋のある町並みは、大正時代を想わせる風情を醸し出しています。

(山田)

# 突合せ溶接の食違いに対する製作方法の改善

## Improvement of Fabrication Method Concerning Discordance in Butt Welding

大月 真一\*<sup>1</sup> 大月 喜作\*<sup>2</sup> 千葉 正幸\*<sup>3</sup>  
 Shin-ichi OOTSUKI Kisaku OOTSUKI Masayuki CHIBA

### Summary

As a result of the Japan Building Standards Law, the tolerances for the quality of weld joint has become more strictly. Accordingly, the requirements for fabrication in a factory should be reviewed. This report describes the examination of a fabrication method and results of welding as well as the future tasks to satisfy the tolerances.

キーワード：突合せ溶接の食違い，建設省告示1464号，製作方法

### 1. はじめに

建築基準法が平成10年に改正され、平成12年の政省令施行により法的効果を発効した。この法改正の主たる目的は性能規定化であり、これは、阪神・淡路大震災における鉄骨造の構造物倒壊など重大な被害が多数発生したことが発端となっている。

鉄骨構造物関連の政令・告示等の内、主に次に示す項目が新たに制定または改正されている。

- ①溶接接合部の品質に関する規定
- ②鋼材の曲げ加工に関する規定
- ③柱脚部の具体的規定
- ④鉄骨加工工場の大員認定制度

今回、上記規定の内「溶接接合部の品質に関する規定」に示されている、突合せ継手の食違い許容値について精度確保のための工場製作方法について報告する。

### 2. 接合部の品質に関する規定

政省令施行までは、精度基準は日本建築学会が定めた「建築工事標準仕様書・同解説 JASS6 鉄骨工事」の鉄骨精度検査基準に示された寸法精度の許容差を基準として鉄骨の製作を行ってきた。

平成12年6月1日施行された建設省告示1464号において、溶接接合部の品質に関して次の様に品質規定がされている。

- ①溶接部は、割れ、内部欠陥等の構造耐力上支障のある欠陥がないものとする。
- ②仕口のずれ・食違い等の寸法精度及びアンダーカット（表面欠陥）に関する基準（図-1参照）を満足すること。（但し、これらの規定には、ただし書きがある。）
- ③溶接される鋼材の機械的強度を保証する溶着金属を使用しなければならない。

名称	図	寸法・形状・欠陥など
仕口のずれ (ダイアフラムとフランジのずれ) $e$		$h \geq 4$ $e \leq h/5$ かつ $e \leq 4$ mm $h < 4$ $e \leq h/4$ かつ $e \leq 5$ mm
突合せ継手の食違い $e$		$t \leq 15$ mm $e \leq 1.5$ mm $t > 15$ mm $e \leq t/10$ かつ $e \leq 3$ mm この場合において、通しダイアフラムと梁フランジの溶接部は、梁フランジは通しダイアフラムの厚み内部で溶接しなければならない。
アンダーカット $e$		完全溶込み溶接 $e \leq 0.3$ mm 前面すみ肉溶接 $e \leq 0.3$ mm 側面すみ肉溶接 $e \leq 0.3$ mm ただし、アンダーカット部分の長さの総和が溶接部分全体の長さの10%以下であり、かつ、その断面が鋭角的でない場合は、アンダーカットの深さ $e$ を1 mm 以下とすることができる。

図-1 溶接部の形状・寸法（平成12建告第1464号）  
 「鉄構技術 2002.2より」

\*<sup>1</sup>松本工場製造部製造課  
 \*<sup>2</sup>松本工場製造部次長

\*<sup>3</sup>松本工場製造部製造課課長

本告示の特徴は突合せ継手の食違いの内、「梁フランジは通しダイヤフラムの厚み内部で溶接しなければならない」が設けられたことにある。

以上のうち、②の項目のただし書きは、「仕口部の鋼材の長期に生ずる力及び短期に生ずる力に対する各許容応力度に基づき求めた当該部分の耐力以上の耐力を有するように適切な補強を行った場合においてはこの限りではない。」と記されているのみで、「鉄骨柱－柱溶接継手部の検査要領及び補強方法（案）」以外は具体的な補強方法については言及していない。

このため、製作サイドとしては規定を逸脱した食違いは補強ではなく補修あるいは再製作という選択肢を取らざるを得ないため、製作方法の改善および工場内への告示内容の周知徹底が必要となる。

### 3. 製作方法の検討

平12建告第1464号で示されている「突合せ継手の食違い」が適用される鉄骨構造材として、仕口貫通タイプの柱が挙げられる。この種類の柱として、代表的な物はプレートボックス柱・パイプ柱・角形コラム柱・SRC柱が挙げられる。

設計段階において、今回の平12建告第1464号制定を考慮された構造物であれば、通しダイヤフラムの板厚を梁フランジ材の板厚よりサイズアップする等の対策がとられている。しかし、この制定以前に設計され、建設時期が平成12年6月1日以降となる建築物については、通しダイヤフラムと梁フランジの板厚が同厚のものがある。これらの構造物においては、食違い量を「0mm」で管理しなければならない（図-2参照）ので、製作方法が非常に難しくなる。

今回、仕口貫通のボックス柱、パイプ柱およびSRC柱を工場製作する上での製作方法について検討を行った。各工事の仕様を下記に示す。

#### ①プレートボックスおよびパイプ柱の工事通しダイヤフ

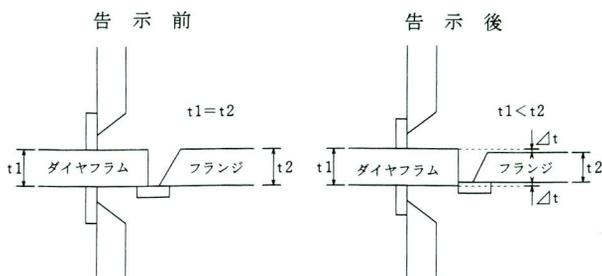


図-2 突合せ継手形状

ラムとフランジが同厚である。

#### ②SRC柱の工事

各方向のフランジ材の最大板厚を通しダイヤフラムと同厚として、そこへ各方向のフランジ材を取り付ける。但し通しダイヤフラムとフランジは外合せである。

①の場合、通常の方法ではブラケットを後付けとして仕口のサイコロ部分を組立、溶接まで完了させ、最終的にブラケットを仮付けする工程となるが、本工事では、通しダイヤフラムと梁フランジが同厚であるため、サイコロを先製作すると通しダイヤフラムに角変形が発生し、梁成を確保できず梁フランジと食違いが発生することが確実なため、一体組みとした（図-3参照）。

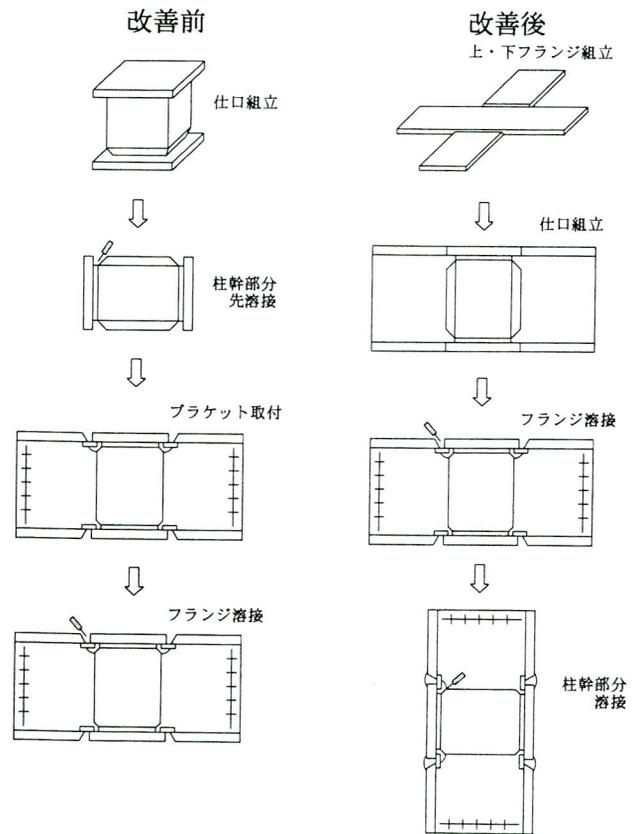


図-3 仕口部組立順序

また、柱部分を先溶接すると組立溶接だけでは角変形を抑えられないことが考えられる為、通しダイヤフラムと梁フランジの板継ぎ溶接部を先溶接し、食違いが発生しないように工場内での作業手順を徹底した。

②の場合も①と同様の手順で行うこととした。図-4に製作工程のフローチャートを示す。

現状の製作方法

今回の製作方法

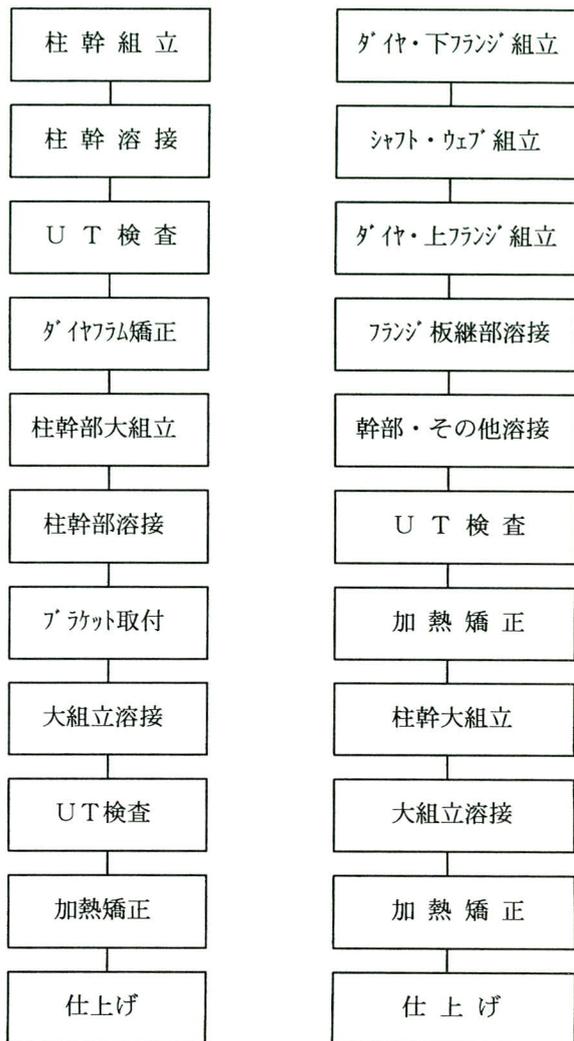


図-4 製作工程

#### 4. 実施工

前項の①の仕口部分の工場での作業手順を写真-1～6に示す。



写真-1 下フランジ組立（定盤上で組立、食違い防止）



写真-2 柱とウェブを仮置きし、レベル確認



写真-3 ウェブの倒れ及び出入りを調整し、組立作業

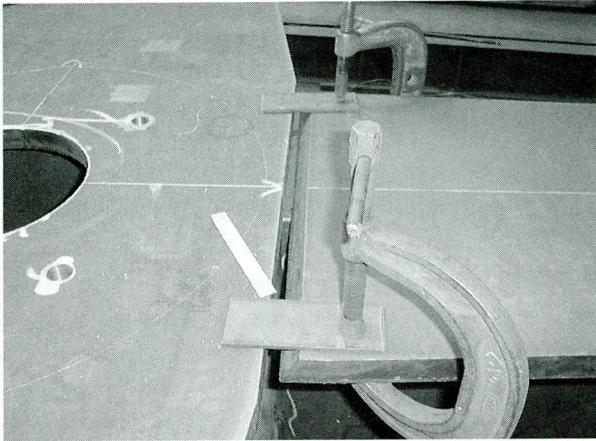


写真-4 上フランジを食違いが発生しないように組立

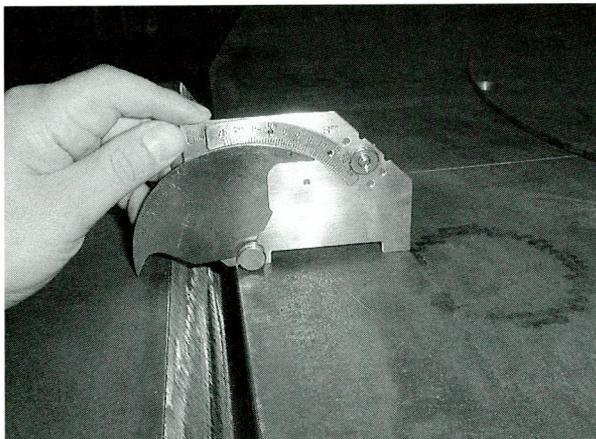


写真-5 組立完了後、食違いを確認

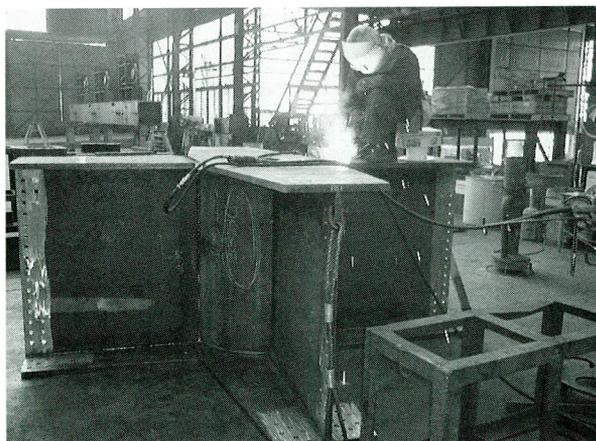


写真-6 フランジ部分を先行溶接

以上の手順で作業を行ったが、①タイプは食違いを全数計測した結果、食違いは確認されなかった。角変形による歪みが心配されたが、通しダイヤフラムが厚かった(36~40mm)事と、フランジ板継ぎ部を先行溶接したため、最小限に抑えることができた。

②SRC柱についても①と同様の組立、溶接順序で施行したが、ダイヤフラム板厚が薄く(22~28mm)板継ぎ部を先行溶接したが、角変形が発生した。この角変形も計測機器で測定すると数値として表れ食違いと見なされるため注意が必要である(図-5参照)。

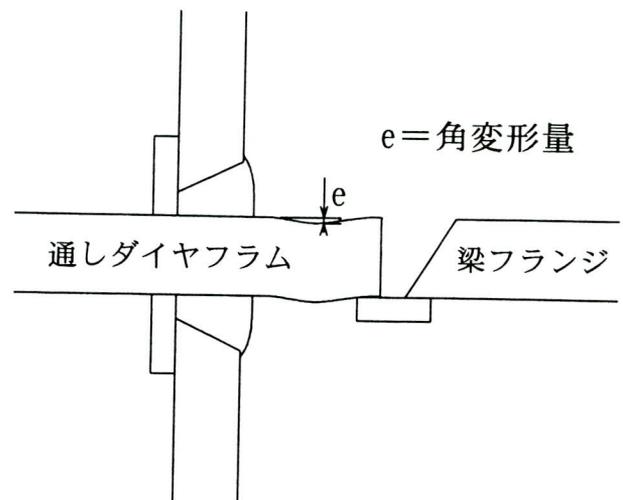


図-5 突合せ継手の角変形

SRC柱の仕口貫通タイプの場合は、ダイヤフラムはブラケットフランジ板厚の2サイズアップとし、角変形量を吸収できるディテールに変更するか、サイズアップが出来ない場合は仕口を組立てる前に単品で板継ぎ溶接をする等の製作方法の変更が必要である。また、ブラケットがH形鋼を使用している場合、H形鋼の板厚、サイズ等の許容差があるため組立は、BHブラケットの場合と比較すると非常に難しいものとなる。

## 5. 今後の対応

以上の様に、基準法改正後の適用工事2物件について製作方法の報告をしたが、今後、工場で製作する物件すべてについて、この規定を用いて製作する事になる。

今回の製作で把握された組立方法の改善を標準化すると共に、各工事の開始時には作業者に規定の趣旨を徹底し精度確保につとめることが必要である。

今回の製作結果から製作条件をまとめると、

- ①ボックス柱仕口貫通タイプ（同一板厚タイプ）
    - ・フランジ組立は平坦な定盤を用いる。
    - ・ブラケットフランジに逆歪みを付けた場合は、組立時にライナーを使用し、ダイヤフラムとの食違いが出ないようにする。
    - ・フランジ板継溶接を最優先とする。
  - ②SRC造仕口貫通タイプ
    - ・フランジ板継溶接を行ってから、仕口組立を行う。
    - ・可能ならば、ダイヤフラムは2サイズアップとする。
- となる。

製作方法については、今回の製作方法が最善の方法と考えず、品質確保とともに経済的な製作方法の整備を行っていきたいと考える。本報告が同様の鉄骨構造物製作の一助になれば幸いである。

#### <参考文献>

- 1) 春原：鉄骨工事の品質確保と行政の対応 鉄構技術，2002.2
- 2) 春原：建築規制の実効性確保と中間検査制度 鉄構技術，2002.10
- 3) 告示1464号検討委員会：告示第1464号「ただし書き」の対応法（柱溶接継手の食違い及びアンダーカット編 鉄構技術，2002.10

2003.1.22 受付

### グラビア写真説明

#### 第5北上川橋りょう

平成3年9月の着工以来、日本鉄道建設公団が建設をすすめてきた東北新幹線盛岡―八戸間96.6kmが平成14年12月1日に開業しました。盛岡を出発して間もなく北上川を渡る第5北上川橋りょうは、耐候性鋼材を使用した下路トラス橋梁です。耐候性鋼材は塗装のメンテナンスが不要で、本橋は鋼材自体の落ち着いた色合いを生かし、周囲の景観と調和するように配慮されています。

(久留宮)

#### たたら橋（東神沢川橋梁）

東神沢橋梁は、群馬県赤城山南面に位置する粕川村から発注されました。群馬県内で最初の合成床版橋の施工です。安くて良いものであれば県に先駆けてでも採用していきたいという役所関係者の熱い思いに当社も一役買わせて頂きました。村の南部を東西に結ぶ3kmの幹線道路計画は、北関東自動車道の開通とあいまって、首都圏、近県へのアクセスを充実させています。また、当橋梁は小学生の安全な通学路としても、大きな役目を果たしております。（粕谷）

# 鋼殻セグメント溶接ロボットシステム

## Welding Robot System for Steel Shell Segment

村上 貴紀\*1 木山 敏宏\*2  
Takanori MURAKAMI Toshihiro KIYAMA

### Summary

When fabricating the steel shell segment by the MMST method, a welding robot system using an articulated robot has been introduced. In addition, an instruction system using an off-line teaching method has been adopted to realize an efficient system.

キーワード：鋼殻セグメント，多関節溶接ロボット，オフライン教示システム

### 1. はじめに

首都高速道路の高速川崎縦貫線は川崎市川崎市に位置し、地下構造区間においては新しい非開削トンネル工法であるMMST (Multi-Micro Shield Tunnel) 工法が適用されている。このうち約540mの区間の施工を大成・鹿島・戸田特定建設共同企業体が受注し、一部の鋼殻の製作を当社で行うことになった。鋼殻の種類は図-1のように横鋼殻と縦鋼殻とがあり、1リングは4つのLセグメントと2つのKセグメントで構成されている。セグメントの種類は、トンネル位置によって部材の板厚が変化しますが、大別すると2 (横鋼殻・縦鋼殻)×3 (Lセグメント；2タイプ・Kセグメント；1タイプ) の6種類となる。

このセグメントの製作において、橋梁の製作と異なり少品種多量生産となること、セグメントの主部材の溶接が自動化可能なことから、溶接のロボット化について検討を行った。検討にあたっては、セグメントの実物大試験体を2体製作し、全て半自動溶接と多関節溶接ロボッ

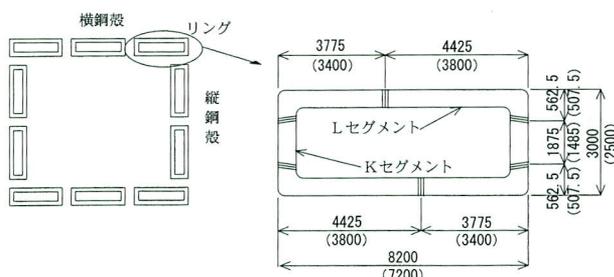
トによる溶接を行い、溶接品質や溶接効率などを比較した。その結果、溶接のロボット化により溶接品質が安定し、さらにコスト面において十分にメリットがあることから、多関節溶接ロボットによる鋼殻セグメント溶接ロボットシステムを導入した。

本文では鋼殻セグメント溶接ロボットシステムの概要について紹介する。

### 2. 溶接ロボットシステム

#### (1) システムの構成

本システムは、(株)神戸製鋼所の多関節溶接ロボット「ARCMAN-RON」と、ロボット移動装置 (X軸とY軸方向)、両持1軸ポジショナーで構成されており、図-2のように、No.1ステージとNo.2ステージで1システムとしており、このシステムを2式導入した。溶接線の教示データの作成はオフラインシステムにて行っており、原



※ ( ) 内は縦鋼殻の寸法を示す  
セグメントの幅は1.2m

図-1 MMST鋼殻の概略図

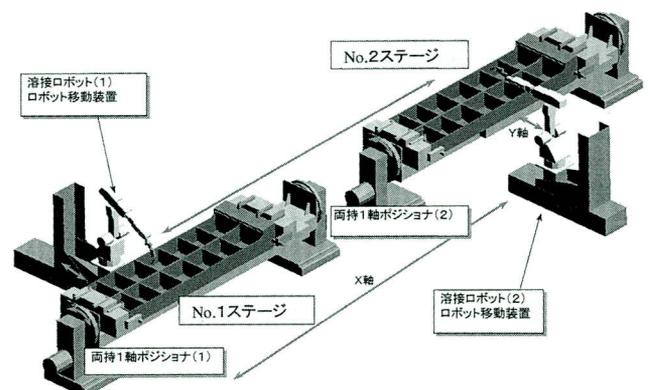


図-2 溶接ロボットシステムの概略図

\*1技術本部生産技術研究所

\*2製造部生産情報課

寸時に「K-OTS32」による自動プログラミングソフトにより作成し、干渉チェックを行ったあと、データをロボット側に伝送している。

## (2) 溶接要領

本システムでは図-3に示す箇所の溶接を行っており、ポジショナーによりセグメントを4方向の姿勢に保持し、すみ肉溶接箇所は水平姿勢、開先溶接箇所は下向き姿勢にて行っている。1システムで2つのセグメントを同時に溶接しており、その溶接手順を図-4に示す。また溶接中の状況を写真-1に示す。

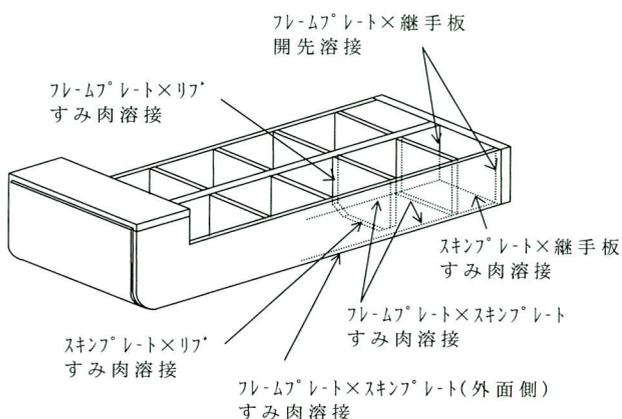


図-3 Lセグメントの溶接箇所図

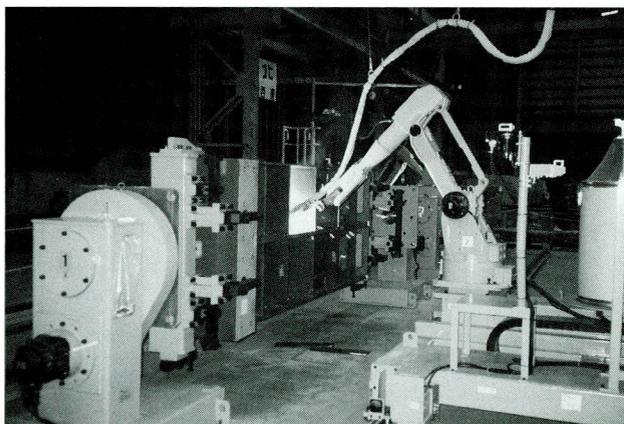


写真-1 溶接状況

## 3. オフライン教示システム

今回のセグメントの構造は、前述したように大別すると6種類と少なく、溶接線の教示はオペレータがティーチングボックスを使用し、ロボットを動作させ溶接線を教示させるティーチングプレイバック方式が適していると考えた。しかし、トンネル位置により主要部材の板厚が変化し、またトンネルの縦断線形および平面線形に対応させた数種類のテーパ鋼殻があり、予め教示したデータと異なる点だけ教示するにしてもその教示時間は増大し、ティーチングプレイバック方式ではロボットの稼働率が大幅に低下してしまう。このことから、ロボットを効率よく稼働させるために専用のオフライン教示システムによる教示方法とした。なお、ティーチングプレイバック方式による教示時間は実物大試験体による試験結果から、Lセグメントで約40時間かかるが、オフライン教示システムでは約2時間でオフラインプログラムが作成できる。オフラインプログラムの作成手順を図-5、K-OTS32によるシミュレーション状況を図-6に示す。

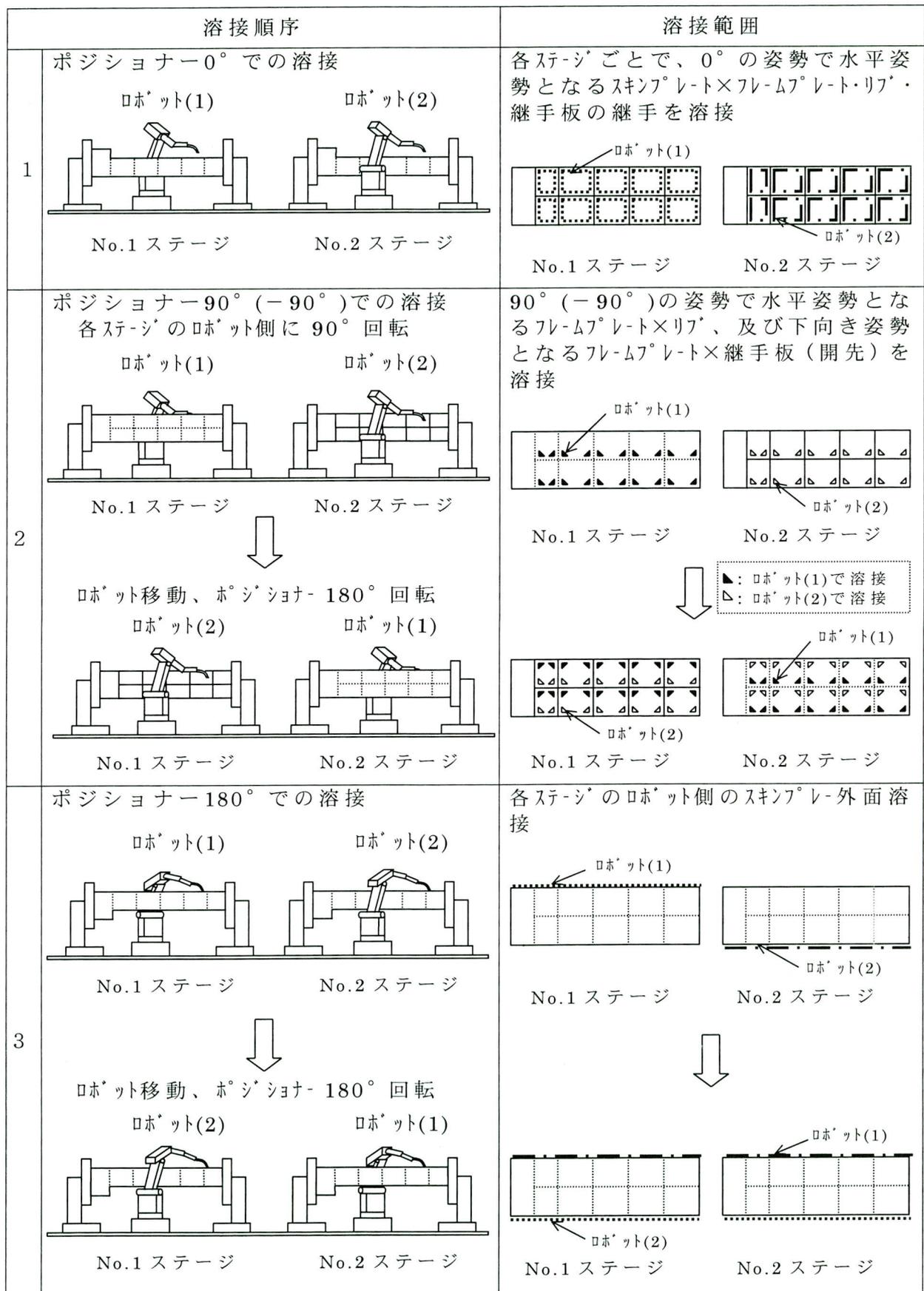


図-4 溶接手順

## モデル作成ソフト

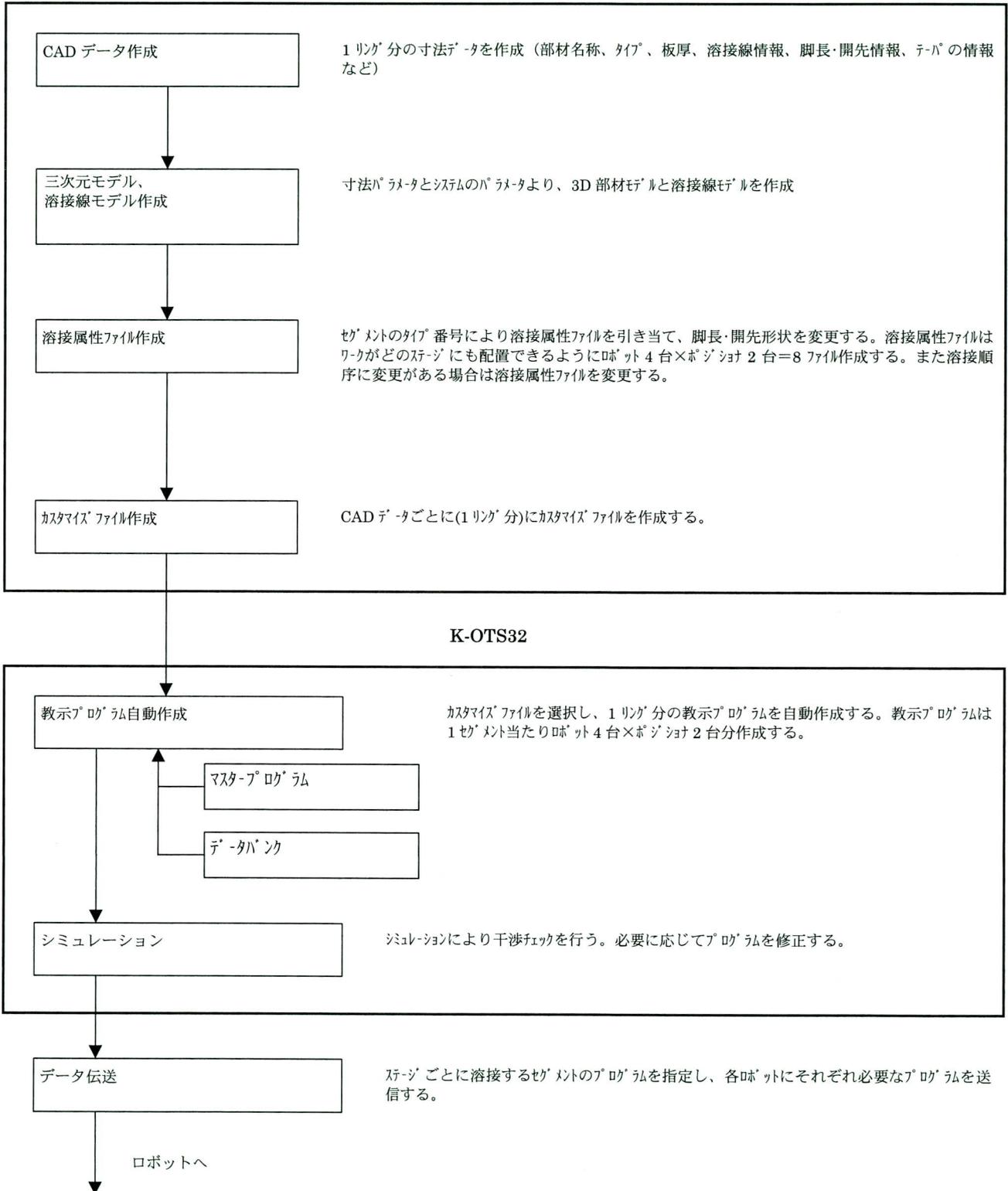


図-5 オフライン教示プログラムの作成手順

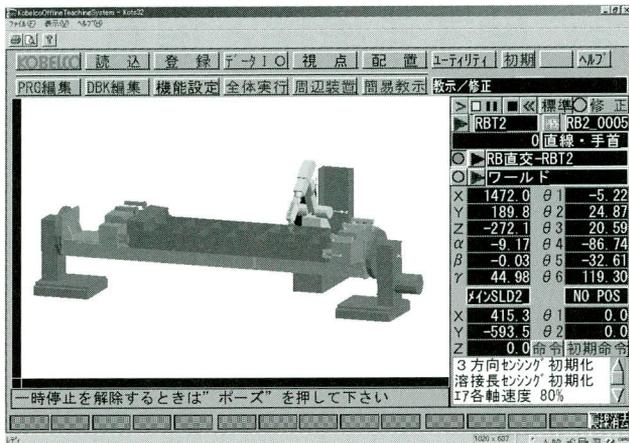


図-6 K-OTS32によるシミュレーション

#### 4. あとがき

本文では、高速川崎縦貫線のMMST工法における鋼殻セグメント溶接ロボットシステムについて紹介した。本溶接ロボットシステムは、今回施工する鋼殻セグメント専用として開発しているが、構造が類似したセグメントであれば、ポジショナーの固定治具の改造、オフライン教示システムの一部修正により適用可能である。また、溶接システムを一部改造することにより、橋梁部材の横桁や縦桁などの小型部材の溶接だけでなく、主桁のパネル溶接にも適用でき、今後溶接ロボットシステムの橋梁部材への適用について検討していく予定である。

最後に、鋼殻セグメント溶接ロボットシステムの検討・開発・導入に当たり、(株)神戸製鋼所溶接カンパニーの関係各位には多大なる御協力を頂いたことを記し、紙上を借りて感謝する次第である。

2002. 11. 27 受付

#### グラビア写真説明

##### 大年寺山テレビ放送所自立式146m鉄塔新設工事

大年寺山テレビ放送所は、昭和35年の増強運用開始から既に40年余り経過し、放送設備の老朽化も進んでおり、これからの地上波デジタル放送を見据えて、平成10年から5ヵ年計画で放送所の整備工事が進められた。

当社は新設鉄塔の基礎から建方までが施工範囲であり、サイドタワークレーン工法を採用して高さ171mの鉄塔建方を行った。平成13年11月より新設鉄塔から放送が開始された後、既存の支線式鉄塔（高さ137m）をエレクター工法により頂部からブロック解体を行い、平成14年3月に無事完成した。（福田）

##### 〔仮称〕JR貨物業務・商業棟 新築工事

JR水道橋駅と飯田橋駅の丁度中間辺りに建てられた。

平面形状は六角形で、16mの無柱オフィス空間を実現するために、ラチストラス梁の採用、柱は極厚H鋼柱とCFT鋼管柱を併用した。また、極低降伏点鋼を使用した制震壁を配置している。

地下2階、地上35階の内、4、5、8、9節（10～15、22～27階）を担当した。

ラチストラス梁については、重量が軽い上に、加工は複雑で生産性を悪化させた。また、外周柱については全てセンタージョイントで、精度確保が重要な工事であった。

設計監理は日建設計で、パス間温度、入熱管理の具体的な管理手順を決めた工事であった。（横内）

# 多様化する鋼構造部材製作に関する考察と提言

## Consideration and Suggestion on the Diverse Fabrication Method of Steel Structures

成宮 隆雄\*<sup>1</sup>  
Takao NARUMIYA

### Summary

For the purpose of the construction cost reduction, our Chiba factory previously worked to increase productivity by using measures such as the rationalization of fabrication and improvement of process control. Also, because public works will likely decrease, we must be innovative to increase productivity in a factory's production system. Also from now on, to assure a profit under the reduced production rate, the author suggests a proposal to establish a new production system which increasing the productivity of steel bridge fabrication that is considered by examining the fabrication process and investing the plant and equipment.

キーワード：

### 1. はじめに

昭和58年10月に(株)宮地鐵工所東京工場（江東区砂町）から臨海地区で岸壁を有する千葉県市原市に移転し、千葉工場となった。移転時の千葉工場は製作に関する新規設備投資はほとんど行わず、移転後数年間は工場環境の整備が主体となり、製作はどちらかという東京工場以来の労働集約型、人海戦術が踏襲された。昭和59年に千葉工場の橋梁部材製作工数を5年間（昭和60年～平成2年）で60%（ターゲット $X_{H/T}$ ）とする全社的な生産性向上運動が展開された。千葉工場では「生産性向上推進課長会議」が自発的に発足し、週末にはホテルに泊り込み、夜を徹して議論され、「パネル組立・溶接工法（PAS1, 2およびローラーベンディング矯正）」による箱桁部材製作工法構想が生まれ、更に「板桁自動組立・溶接工法（P・PAS）」構想等による加工工数縮減化に向けて、全社的なバックアップを受け、ハード面での自動装置導入とソフト面での製作工法の改革が図られた。

この期間の千葉工場は本州四国連絡橋製作の最盛期であり、新たな品質向上および品質保証に取り組みながらも、5年目の平成2年には、見事に、年間製作工数 $X_{H/T}$ を達成した。現在パネル組立工法は業界の標準となっているが、千葉工場から発信された工法であることを認識している人は少ないと思われる。また、当時の課長会議のメンバーは筆者を除いて全て宮地鐵工所を退社している。当時の戦友？の顔を思い浮かべながら、この原稿を

記述しているが、いかばかりか寂寞の極みを感じると共に、だからこそ永遠の宮地の基礎である技術の継承と向上を図ることは、残ったものの義務と意思、宮地技報15号、16号に「宮地鐵工所における鋼橋のヤード、現場溶接工法の技術的変遷（1）および（2）」を報告している。千葉工場の橋梁製作技術に関しては既に宮地技報・溶接技術・JSSC、溶接ニュース等にその都度発表しているので参考にされたい。<sup>1-8)</sup>

平成元年宮地技報N05<sup>4)</sup>に「橋梁製作におけるパネル組立工法と自動化システム「PASシリーズ」」を報告し、サブタイトルに「仮組立省略を目標とした部材の寸法精度向上を目指して」とつけた。箱桁のフランジおよびウェブをパネル先組立・先溶接工法で製作すれば、溶接収縮のコントロールおよび変形矯正が容易であることから、箱桁部材のそのものの精度が良好になり、仮組立省略

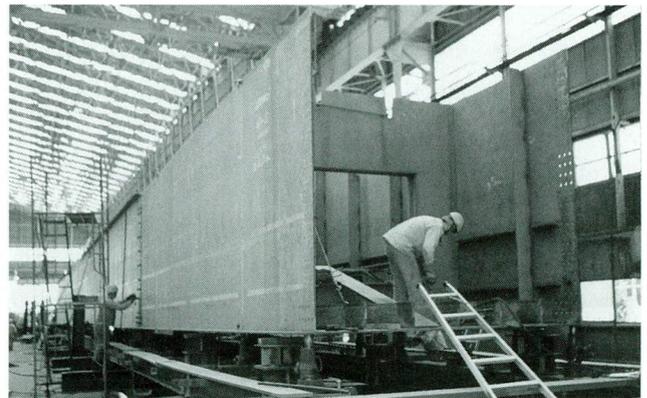


写真-1 パネルの多部材連続組立工法の例

\*<sup>1</sup>専務取締役

もやり易くなる。平成7年に3径間連続箱桁（2主桁）（橋長261m）をフランジとウェブをパネル先組立・先溶接したパネルを工場内で連続組立することにより、仮組立を省略する工法を採用した。<sup>9)</sup>

写真-1にパネル連続組立工法による組立状況を示した。

パネル連続組立工法には2部材重複組立工法と多部材連続組立工法がある。パネル組立工法は開発の初期から、単にフランジとウェブの先組・先溶接パネルを製作することだけではなく、パネルの組立を2部材重複組立工法に繋げ、部材の寸法精度向上と添接部精度を向上し、仮組立を省略することになった。

製作の合理的な考え方は単に生産性の向上もたすだけでなく、製品の品質をも向上し、それに付随し工期短縮・余計なコストの削減を促すことになるかと信じている。

鋼橋はコンクリート橋との競合、海外価格差等の問題により、構造の合理化を図り、トータルコストの縮減に努力してきており、鋼材量ミニマム設計から労働量ミニマム設計へと変わってきている。そのため板厚変化を部材添接部でとることによる同一断面部材の製作、現場添接部の溶接採用等により、板継ぎ溶接・孔明加工量の減少（言い換えると板継ぎや孔明けをしたり、しなかったりの多様な加工工程経過モデル）、構造のシンプル化が図られるようになった。一方、公共事業の縮減により、鋼橋の発注量の低下は避けられない見通しであり、工場生産山積量の減少により、月毎（または日毎）生産山積量の平準化が困難になり、加工工程経過モデルの多様化とともに、作業者の仕事の平準化が難しくなっている。従来までの製作の合理化は生産量が十分あることを前提にした生産性向上であったが、今後の生産量縮減下での生産性向上をどう考えていくか、製作工法、生産設備の観点から考察し、提言することにした。また製造業として従業員各人が賃金以外のインセンティブ<sup>10)</sup> 例えば

「ものづくり悦び」等を感じられる体制をどう構築するかも重要な観点として言及した。

本報ではこれらの観点から、現在進めている製作方法の改革の方向性を明らかにし、今後の参考に付す。

## 2. 今後の生産性向上のキーワード

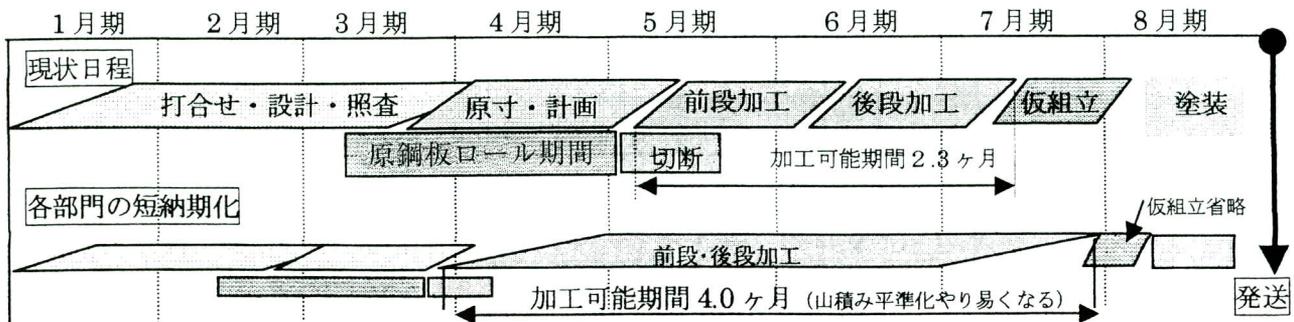
従来までの量の拡大を前提にした生産性向上策は全く意味をなさなくなってきた。量を縮小し、企業の付加価値を減少させながら、利益を確保する生産体制の模索が必要となってきた。デフレ環境下での製造業の生産性向上のキーワードは、①仕事量（生産量、業務量、作業量）の平準化 ②短納期化 ③仕事のやり方の変革 ④多能工化 ⑤「ものづくりの悦び」等であろう。

### 1) 仕事量の平準化

受注産業においては受注量の減少は日毎・月毎の生産量の平準化が困難になり、必然的に生産キャパシティの縮小を伴うことになるが、バランスの取れたキャパシティの縮小は非常に難しく、非平準化を短期的に解消することは更に難しい。生産量の非平準化は当然のことながら事務・技術員・技能員の業務の繁閑を助長することになる。従前にも増して、きめの細かな生産管理が必要となる。また、受注産業において生産量の平準化山積みをするためには、工期内で日程の調整を可能とする短納期化が必要であり、設計・計画・材料入荷・加工等各工程での大日程管理が重要となる。

### 2) 短納期化

鋼橋部材の製作工程は受注後、〔設計→生産設計（原寸・計画）→原材料調達→前段加工（野線・切断・孔明け等）→後段加工（組立・溶接・仕上げ・矯正等）→仮組立（仮組立シミュレーション含む）→プラスト・塗装



図一 各部門の短納期化と加工山積み量の平準化余裕期間の長期化

→発送]の各工程部門を、一定の工期を与えながら、それぞれの前工程をクリティカルパスとして縦断的に流れるのが、一般的である。

図-1に各部門の短納期化と加工山積み量の平準化余裕期間の長期化の関係を示した。平準化余裕期間が長期になれば月毎の加工山積み量の調整がやり易くなる。

しかし、現在のキャパシティ縮減環境下では、専門的な横割り業務・流れ作業は必ずしも効率的な方式ではなく、業務または作業量の平準化さえ難しい。受注後から発送までの全体の日程管理を大日程管理と称し、各部門での日程管理を小日程管理と称している。この小日程管理は各部門独自の方式でなされている。本来、部門間の隙間ロスも含めて、小日程を統合・整合しなければならない大日程管理の現状は必ずしも満足がいく管理状態ではない。各部門の日程の短納期化をすすめるためには、大日程管理、特に工事毎、部門毎に業務の着手日と完了日を全体的に管理していく、隙間ロスおよびクリティカルパス管理が重要である。これらの観点から、山積みの平準化を目的として新たに開発した「総合大日程管理システム」については後述する。

### 3) 仕事のやり方の変革

従来の生産性向上は内作量を増加するための生産設備増強であり、流れ作業における作業能率の向上等により達成されてきた。しかし、これからは生産山積み量の減少、それに伴う非平準化山積環境下での生産性の向上となる。従来の「仕事のやり方」「考え方」ではおそらく生産性は悪化することになるだろう。

キャパシティの縮小下においての業務遂行組織は細分化された横割り組織では管理費単価等コストの増大を招くことになる。組織的にシンプルで業務補完性のある縦割り組織が必要であろう。本社だ、本部だ、工場だ、現場だと業務がばらばらにされたり、あるいは重複したりして、責任の所在がわからないような組織は変えていかなければならない。情報の共有化・一元化により、マネージメントはやり易くなってきており、マネージャーは業務改善による生産性向上施策の実施とそのフォローが最大の責務となっている。「何かを変えるリスク」を恐れるより、「何もしないリスク」を恐れることが、必要となっている。

### 4) 多能工化

製造業において、専門化された技術者・熟練した技能

者は最も重要な財産であり、その育成とその技術・技能の継承は企業の存続にかかわる課題である。

専門的な技術・熟練的な技能に加えて、その業務・作業の上・下流の他の業務・作業の1つないし2つに対して、業務分担でき、自らの業務・作業の平準化を図れるようにすることが必要となる。いわゆる多能工化である。企業としても、賃金の業績評価制度の中でこれらの多能工に対して評価していく制度を取り入れていくことが、重要となる。

### 5) インセンティブ「ものづくりの喜び」

原鋼板が入荷し、前段各班では罫線・切断・孔明加工等の作業が行われる。後段各班では組立・溶接・仕上げ・矯正等の作業が行われる。いずれも製作過程を横割り分担し、流れ作業的に作業をする。ほとんどの人が、最終的な出来上がり姿を見ないで、毎日同じ作業を繰り返している。これらの単調な作業に意義付けしようと、千葉大学杉山研究室では橋梁部材の素材・部品がどのようにして部材に組立てられるかをアニメ風に動画で見られるようしようと試みている。部品を加工している作業者にも、自分が何を作り、何を担っているかが分かり、「ものづくり」の達成感・充実感を味わえるようにと考えている。また千葉工場においても平成14年度に、部材移動・反転等を極力少なくし、一つの班で部材を移動することなく、組立・溶接・仕上げ・矯正を行い、部材完成後に搬出する「後段加工ワンステージ一括製作工法」を採用している。いわゆるセル製作方法であり、作業者は組立開始から完成までの工程に連続して携わることにより、「ものづくり」の喜びを感じるようにすることも目的としている。

後段加工ワンステージ一括製作工法の詳細については後述する。

## 3. 前段加工の生産性向上策の考察と提案

一般的に、鋼橋部材の前段加工（鋼板の罫線、孔加工、切断、プライマー除去、マーキング）の生産性向上のアプローチとして、①自動化によりマンパワーの省力化を行う。②新たなレイアウトの考え方に基づき、より効率的な加工方法および手順に変える。③加工情報を一元化する等が考えられる。現在の千葉工場の前段NC加工機器は複数工程の兼用NC装置を導入しており、現存装置は以下の通りである。

- ① NC 罫線/プライマー除去兼用機
- ② NC 孔明け/罫線兼用機
- ③ NC 切断/罫線兼用機

本章では、これらの装置を効率的に使用しながら、前段生産性の向上を図ってきたことに関する考察と今後の生産量縮減下において、生産性向上のための設備投資の考え方を提案する。

### 1) 前段加工における従来の自動化方針と現状分析および評価

#### (1) NC機器を用いた脱技能化と多能工化による省人化

最近の橋梁主桁部材の前段加工は板継ぎ溶接なし、現場溶接採用による現場添接部のボルト孔加工なし等が増加し、工事によって前段の作業量のバラツキが大きくなっている。その中でマンパワーの効率化を図るには作業者の多能工化を図ることが必要となる。作業者の技能に基づく多能工化は容易なことではないが、脱技能化したNC装置を用いたオペレータの多機能操作による多能工化は可能性があると考えた。

#### (2) 「単機能専用機」から「多機能兼用機」への移行による設備費低減と省人化の考え方

例えばNC罫線機とNC孔明け機の設定費が基礎を含めて各1億円とすると基礎、レール、制御機等を共有した複機能兼用機の設定費は1億円より高くなるが、2億円よりはかなり安くなる。単機能機では2ステージ、兼用機は1ステージで工場スペースは1/2となる。また、単機能2ステージ機のオペレータは各ステージ2名（休暇等交代要員含めて）とすると合計4名が必要となるが、兼用機では2名で良い。当然、兼用機では被加工材のステージ残留時間が延びるため、マンパワーは一見変化がないこ

とになる。しかし罫線—孔明けの直列連続工程では専用機2ステージでは孔加工のない場合、またはタクトタイム (T) が極端に異なり工程が同期化しない場合、どちらかの単機能ステージでのマンパワーの効率は落ちることになる。

図-2に孔加工がある工事と、ない工事が流れた場合の単機能専用機と複機能/兼用機の生産性と出来高日程の比較を示した。単機能機2台（罫線機と孔明機）では素材出来高100tを加工するのに10.5日（日産出来高9.52t/日）だが、複機能兼用機（罫線・孔明兼用）では13.5日（日産出来高7.41t/日）となり、単機能機2台のほうが複機能兼用機より日産出来高は28%多い。しかし、生産性は複機能機の方が36%良くなる。当然のことながら、複機能機一式では所定の出来高消化が出来ないことがあり、この場合は2式（2ステージ設置）となり、生産量が十分あれば生産性を維持したまま出来高を2倍にすることが可能である。

#### (3) 多機能兼用機により、素材のステージ間移動省略

多機能兼用機では単機能機よりステージ数が少なく、素材のステージ間の移動時間、移動工数の低減およびパッファ不要による工場スペースの有効利用が図れる。

また、NC加工において、多機能兼用機ではNC原点が共用となるため、2回の原点合せが1回で済み、かつ原点合せ誤差がなく、寸法精度も向上する。

### 2) 理想的な前段加工システムの提言——前段加工 ワンステージ一括製作工法——

前段加工の生産性向上を図る上での問題点は前述したが、もう一度整理して問題点と対応策以下に示した。

- ① 工事別素材の前段加工におけるプライマー除去、罫線、切断、孔明作業量は今後益々アンバランスが多

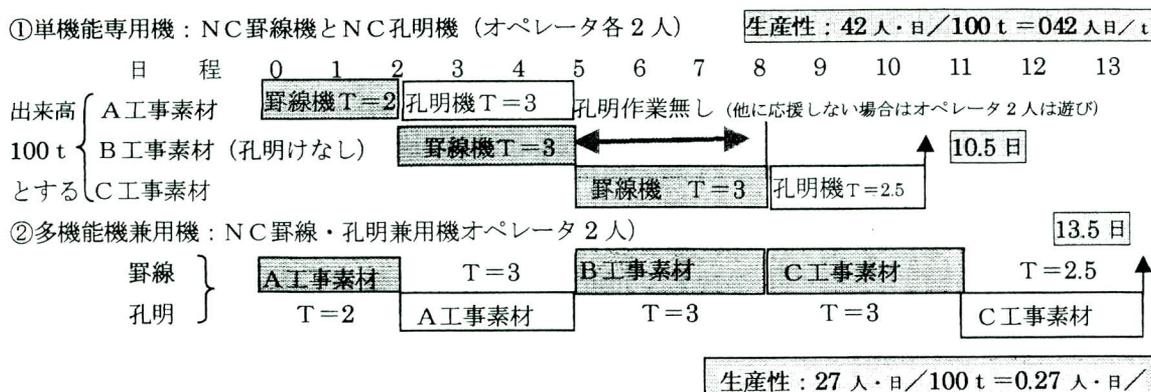


図-2 単機能専用機と多機能機のマンパワー（生産性）比較

くなり、直列連続工程（全て前工程がクリティカルになる）では各工程のタクトタイムの同期化が難しく、オペレータ等のマンパワーの効率向上は期待できない。多機能兼用機を用いたワンステージの多機能作業の一括処理が望ましい。

- ②各工程間の移動をコンベアー等で自動化することはタクトタイムの同期化ができない以上、却って生産性を阻害する。被加工材を全く動かさないで一括加工処理するのが、間接工数の低減を含めて生産性を向上させる理想的な方法である。
- ③現在大板の自社切断は付加価値社内取り込みの一環として励行しているが、更に自社切断の適用拡大を視野にいった対応が望まれる。
- ④NC原点合せの誤差に起因する切断、罫線、孔の相対精度の不安からNC切断、NC孔明け前に切断線、孔位置の罫線を行っているが、本来不要な作業である。ワンステージ処理で被加工材を移動することなく、共通のNC原点を使用することができるようにすれば罫線、切断、孔位置等の相対精度は向上し重複作業は避けられ、効率向上となる。また、NCデータ入力も共有化が可能となる。

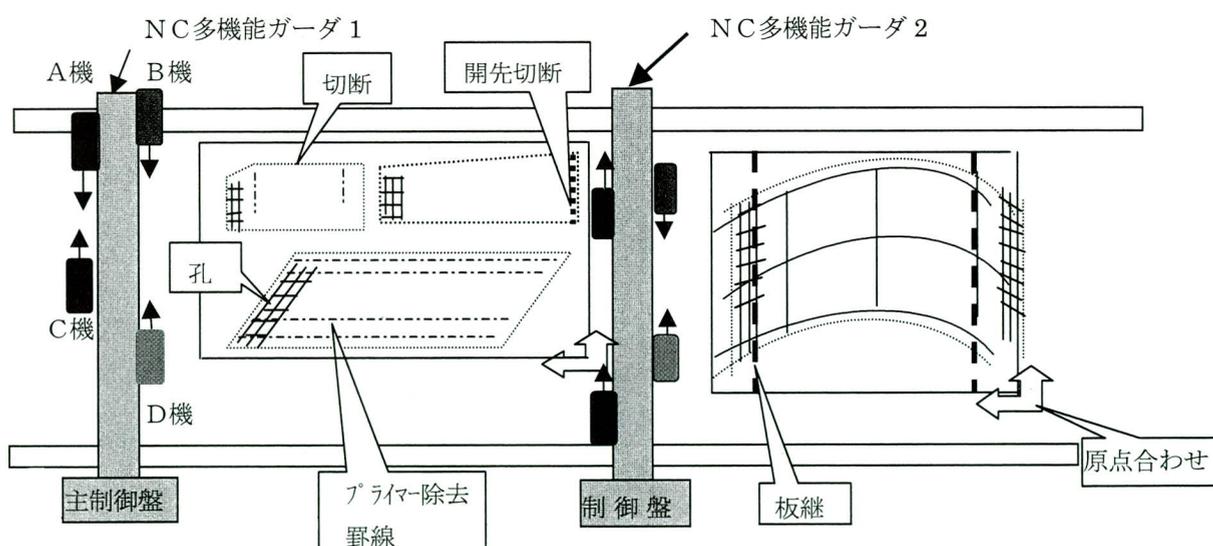
以上の観点から理想的な前段加工システムとして図-3に示すよう前段加工ワンステージ一括製作工法を提案

したい。プライマー除去機、罫線機、孔明機および切断機を搭載したNC多機能ガーダを連続レール上に複数機（生産量に見合った機数）設置し、ガーダー同士をパソコンで統合的にコントロールし、スケジュール運転することにより、限りなく無人稼働に近づけることが可能になる。現在の技術で十分に対応可能と思われる。なお、この前段加工ワンステージ一括製作工法は橋梁部材の製作だけでなく、鉄骨においても共通なシステムであり、今後、両工場の作業の平準化を含めた統合的な検討に期待したい。

#### 4. 後段加工の生産性向上策の考察と提案——後段加工ワンステージ一括製作工法——

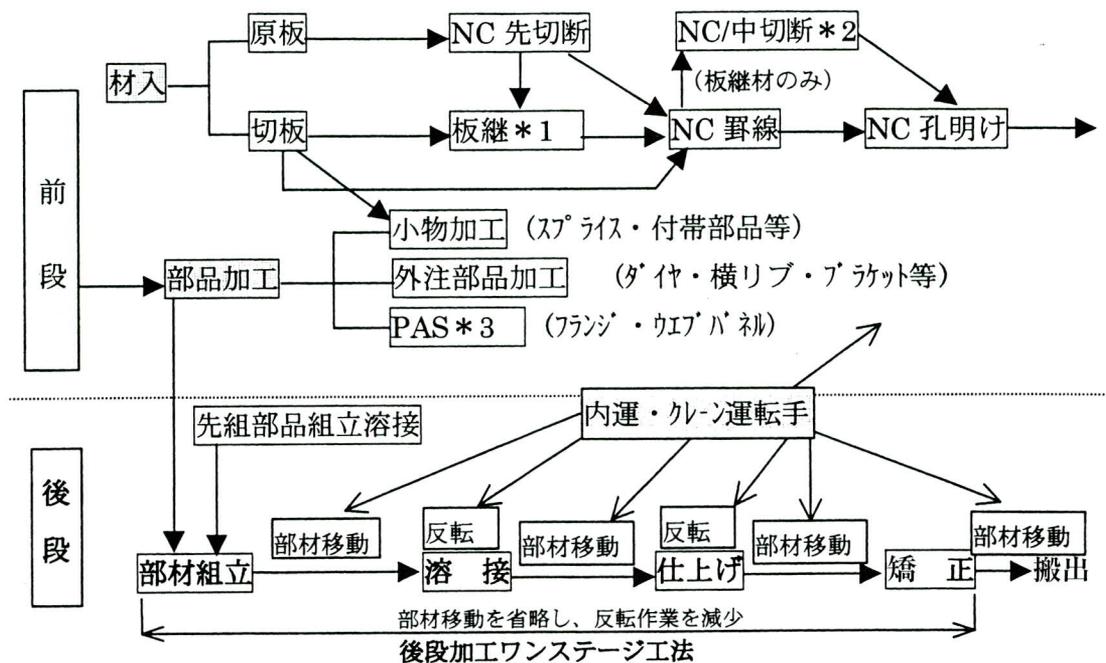
千葉工場の加工工場は長い間、技能職種別の工程による縦型の部材移動方式となっている。従って、千葉工場メインライン（2ライン）は細長いライン（約800m）であることもあり、部材の搬送/反転等の間接作業が多く、直接工の間接時間比率が非常に高く、組立後の後工程待ち部材置き場として、後段加工のライン面積の40%近くが使われている。

図-4に現在の一般的橋梁部材（主として箱桁）加工工程の流れを示した。



手順：①大板をステージに設置→②NCデータ一式転送入力（プライマー除去、罫線、切断、孔明データ）→③スケジュール運転データ入力→④大板原点データ取り込み→⑤プライマー除去作業（A機）→⑥罫線・マーキング作業（B機）→⑦孔明作業（C機）→⑧切断作業（D機）→⑨被加工材搬出

図-3 前段加工ワンステージ一括製作工法の構想



注) \*1:板継には仕上げ・機械矯正を含む \*2:開先切断・中抜き切断等含む  
 \*3: PAS にはローラー矯正を含む

図-4 現在の加工工程と部材の流れ

以前に比べると、同じ形式部材でも設計によって、省略される工程（板継工程、孔明け工程等）、工程の時間比率が極端に少なくなる工程（ウエブパネル組立における溶接量）、また形式の変化（合理化板桁、開断面箱桁、鋼床版箱桁の比率増加）によって前段/後段の作業負担バランスおよび作業工程間の負担バランスが、年度、月度によって大きく変化し、出来高増を伴わない作業間での人員のやり取り（応援と称している）が多くなる傾向が出てきている。

- 1) 生産性向上を目的とした今後の加工方式の方向性  
 生産量縮減下での生産性向上を目的とした加工方式の方向性として下記のことが考えられる。
  - ①工場内・構内の部材・部品/素材の移動（内運）の最小化
  - ②前段加工（素材/部品加工）においてはNC化装置による前段加工ワンステージ一括製作工法の導入を図る。
  - ③大ロット連続加工によって作業者の習熟度を高め、かつ競争意識の高揚化を図る。
  - ④技能員を、主技能のほか、少なくとも1~2のサブ技能を持つ多能工化に育成する

- ⑤作業者の「もの作り」における達成感・満足感・充実感を味わえる作業体制の構築する
- ⑥工場面積の有効利用

#### (1) 後段加工ワンステージ一括製作方式の採用

前述した生産量縮減下における生産性向上を目的とした加工の方向性は作業量の平準化がキーワードであり、後段加工においても、前段と同じような考え方であり、これを「後段加工ワンステージ一括製作工法」と称し、**図-5**に示した。基本的には、**図-4**の部材移動・人固定の流れ方式から、部材を移動しないで、1班が部材の「組立、溶接、仕上げ、矯正」を一括して連続的にワンステージで作業を行うシステムであり、平成14年10月から、工場のレイアウトを一部変更し、設備の増強を図り、その第一段階を開始した。この工法におけるメリットおよびデメリットを下記に示す。メリットを最大限に活かし、デメリットを改善していくことが、今後の最も重要な生産性向上活動となる。

#### (2) 後段加工ワンステージ一括製作方法のメリット

- ①工程間の部材移動が最小限となり、部材の反転等ハンドリングが少なくなり、内運等間接工数の低減が

はかれる。

- ②組立—溶接、溶接—仕上げ、仕上げ—矯正の並列作業が可能となり、作業の平準化および工期短縮に寄与する。
- ③組立以降の工程待ちの部材置き場（工場スペースの35～40%が部材置き場に使用されている）をなくし、工場スペースの有効利用が図れる。
- ④技能者は主技能を中心に作業をするが、オンザジョブでサブ技能の育成が図り易く、他能工化が推進できる。
- ⑤部材の種類・形式による組立—溶接—仕上げ—矯正のタクトタイムの変動による作業者の待ち時間等が班内の作業協力で吸収ができ、作業の連続性が図れる。
- ⑥組立開始から完成まで一貫した作業となるため、いわゆるセル製作方式となり、作業員が「ものづくり（完成）の喜び」が実感し易い。
- ⑥グループ（班）としての創意工夫および工程管理がし易くなる。
- ⑦品質・日程に関する責任が明確になる。

- ⑧全体として後段の工期短縮が図れる
- ⑨作業効率の向上および内運作業の減少により、総合的に生産性向上が図れる。
- ⑩将来、仮組立を省略した「重複部材パネル組立工法」へ移行し易い。

### (3) 後段加工ワンステージ一括製作方法のデメリット

- ①1班の人員が多くなるため、組立素材・組立部品に遅れが出た場合ダメージが大きい。→対応策:大日程管理・小日程管理のより充実が必要。各工程での着手日・完了日管理、隙間管理が重要。部材の工程待ち保管場所を素材・部品専用の一時保管場所にできるので、素材・部品等小物の先行化を図る
- ②他部署と比べ、多能工化により作業員の負荷が増大するため、不公平感を生じる→対応策:全技能者の主技能認定を行い、サブ技能力を認定した場合、サブ技能手当を支給し、成果・業績主義を明確にする。(多能工化手当等)の検討)
- ③少なくとも1班に対して、組立できるエリア（部品置き場含めて80m、最大同時組立部材数3台）を確

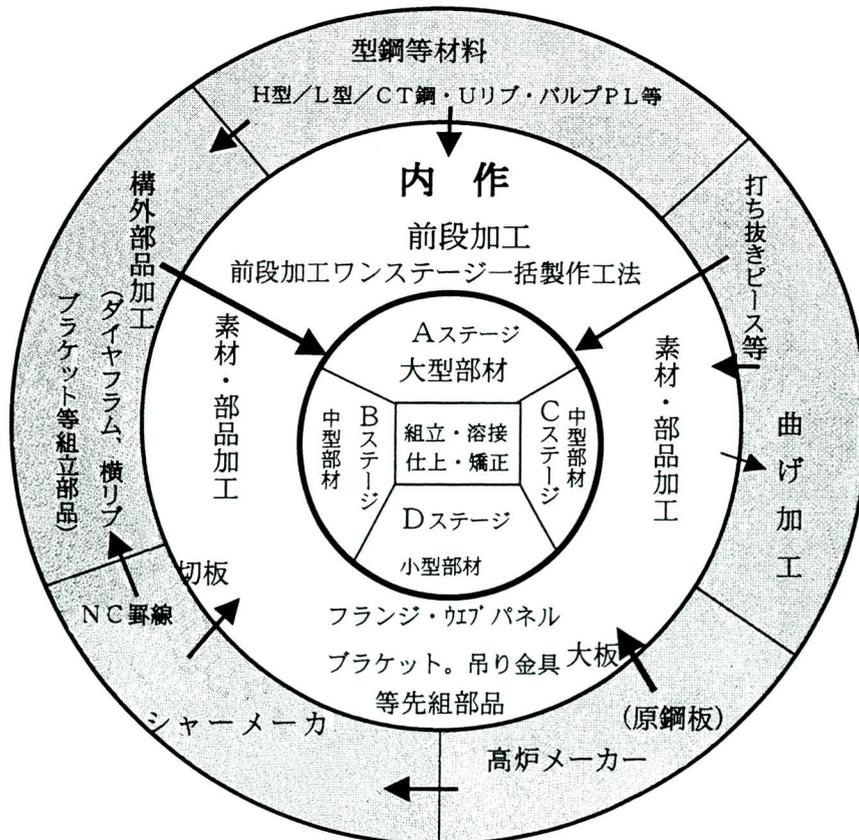


図-5 製作における前段・後段ワンステージ一括製作工法の概念図

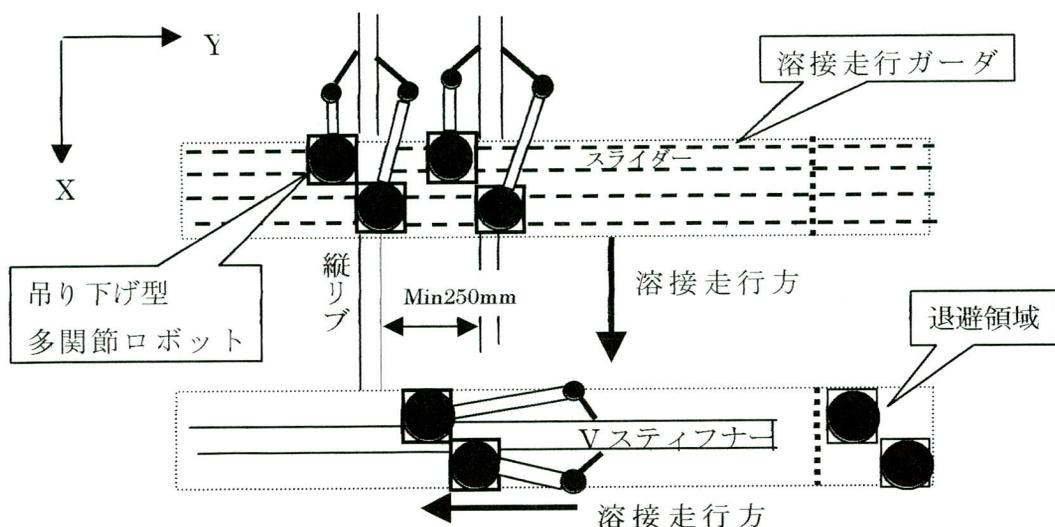


図-6 多関節ロボットを用いた新構築PAS1の構想図

保する必要がある。

- ④クレーン、壁掛け、溶接機等の増設により、クレーン待ち等の出ない設備対応が必要。
- ⑤多能工化が進まないと、効果が期待できない。

## 5. 総合生産性向上の方向性

素材・部品等の移動・反転等の間接時間を極限まで低減する前段および後段加工ワンステージ一括製作工法は更に重複部材パネル組立工法<sup>9)</sup>により、部材精度および組立精度向上を促進し、実体的な仮組立省略に向かうことができる。

前段・後段加工のワンステージ一括製作工法の概念図を図-5に示した。製作工場としての生産性向上機能は最終的に組立・溶接・仕上げ・矯正の後段作業にあらゆる方向から絞り込まれていかなければならない。

## 6. PAS1の再構築

昭和59年に鋼床版等の版断面部材および箱桁フランジおよびウェブパネルを組立。溶接する自動化装置PAS1が開発・導入された。その後本装置は箱桁のパネル組立工法の本格化とともに、自動化装置の本流となったが、約20年間のフル稼働により何時使えなくなってもおかしくない状態になっていた。今後、更なるパネル化方式を考慮し、図-6に示した構想に基づき「多関節ロボットを用いた新PAS1工法」を開発し、平成15年6月稼働を目標に現在(株)神戸製鋼所で製作中である。図-7に新PAS1構想のロボット溶接シミュレーション図を示した。詳細

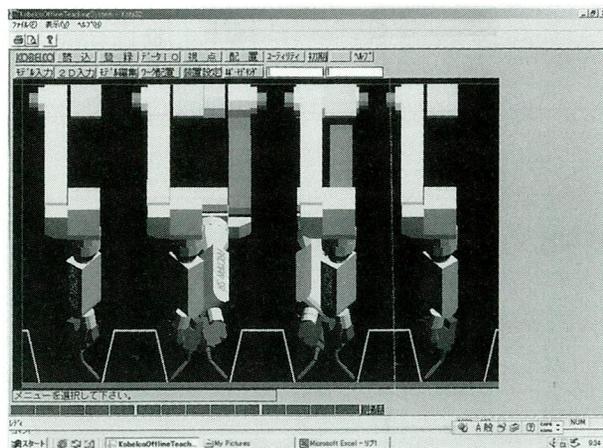


図-7 新PAS1構想における多関節ロボット溶接シミュレーション図

な機能についてはいずれ技報に報告されると思われるので省略するが、本装置導入に当たっては鋼床版Uリブ溶接継手の深さ込み、9mmまでの大脚長1パス溶接、回し溶接、一部縦横溶接可能等の新しい機能をつけると共に、NCデータによるオンライン指示、スケジュール運転等の生産性向上対応も施している。

## 7. 加熱矯正によらないウェブパネルおよび板桁の矯正方法

縦リブ溶接後のフランジパネルの各変形および縦反りは昭和62年に開発したローラーベンディング装置で矯正している。この装置で矯正すると、縦リブ溶接の収縮量の予測値と実測値のバラツキも減少し、部材精度の向上に寄与する。しかしながらパネルの縦横に溶接継手があ

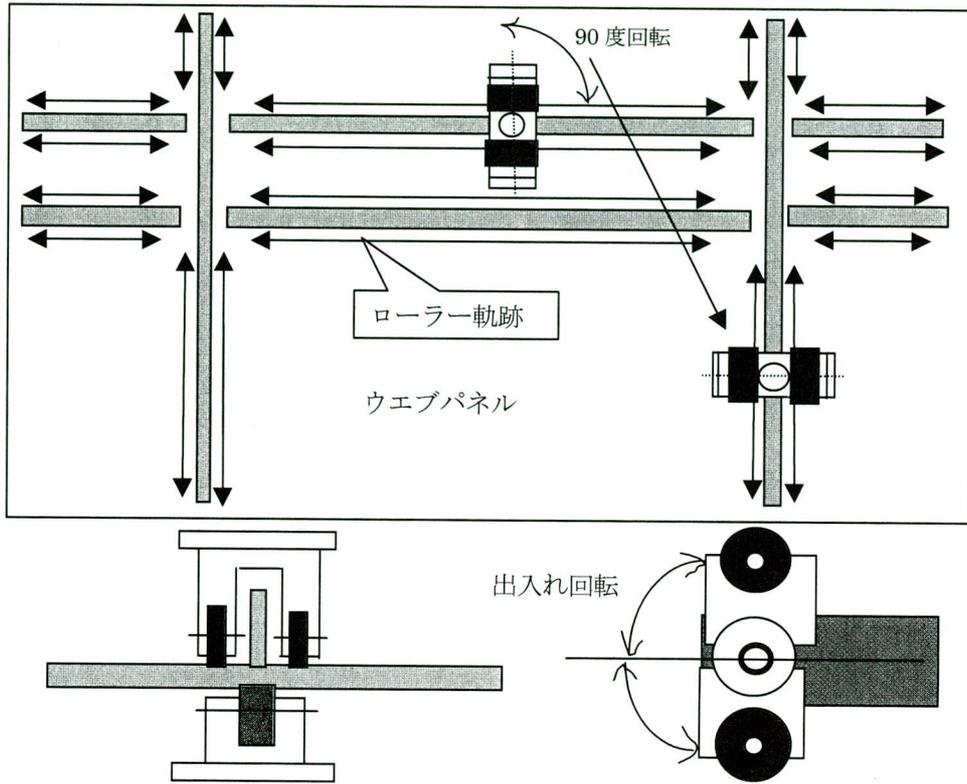


図-8 ウェブパネルローラーベンディング矯正機の構想図

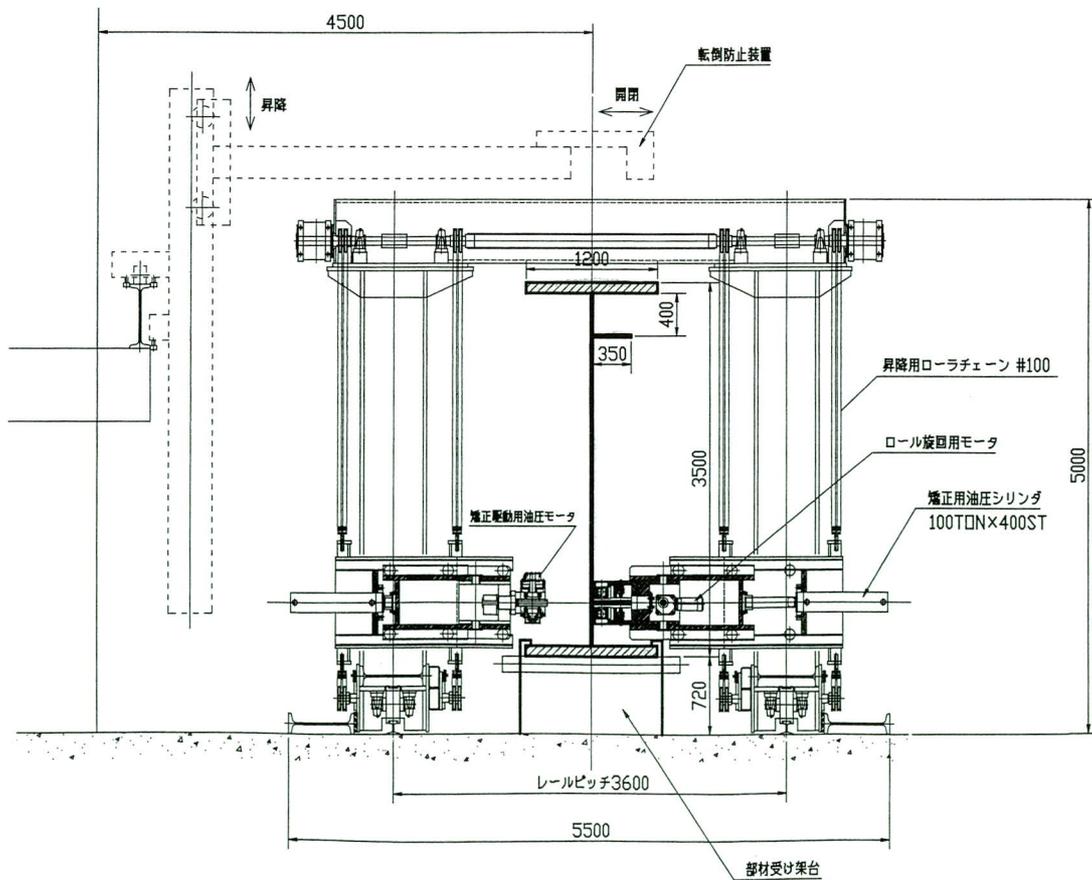


図-9 板桁および箱桁ウェブパネルローラー縦型矯正装置断面参考図

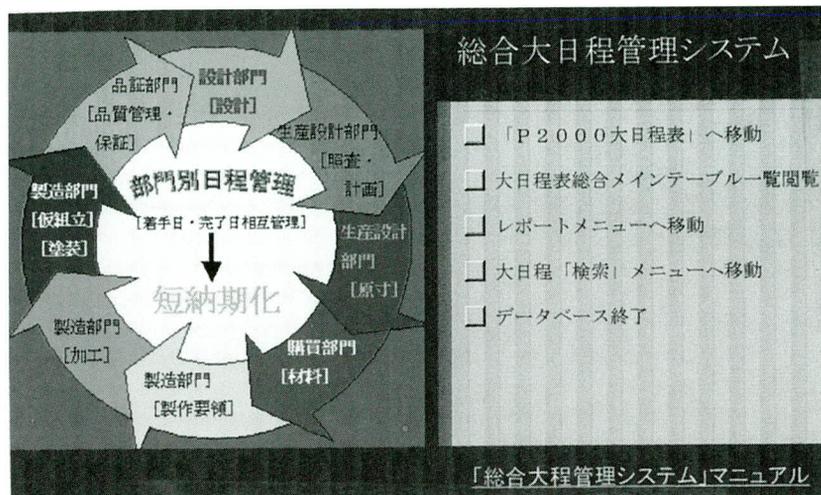


図-12 総合大日程管理システムにおけるデータベースメニュー

るウェブパネルおよび板桁ウェブは現状のローラーベンディング装置では矯正できないため、プレス矯正または加熱矯正によらざるをえない。そのためウェブパネルの縦反り、溶接収縮量のバラツキも大きくなり、パネル組立部材の精度を阻害する傾向にある。P・PAS（板桁自動組立・溶接ライン）を導入した時からの懸案であり、永い間構想を暖めてきたが、PAS1の再構築に当たり、図-8に示した構想をローラーベンディング装置製作会社に「板桁および箱桁ウェブパネルローラー縦型矯正装置」として図面化してもらった。平面的には図-8の通りであるが、図-9に本装置の断面図を示した。今後の参考になればと思い、図面化の段階であるが、紹介した。

## 8. 総合大日程管理体制の再構築

図-1に示したように、加工山積量の平準化を図るためには、全体工期中での加工可能余裕期間をできるだけ長期にすることが必要となる。加工工期をできるだけ短縮するという、小日程的な対応も必要であるが、[設計部門、生産設計部門、購買部門、製造部門、および品質保証部門]の大日程的に決められた着手日および完了日を確実に守っていくことが、より重要になり、これなくしては今後の加工山積み平準化および経常的な生産性維持が不可能であろう。これらの観点から平成13年12月より、細々とMicrosoft Project2000およびACCESSを用いた「ネットワーク総合大日程管理システム」の開発を進めて来た。図-10に「ネットワーク統合大日程管理システム」の概念図を示した。図-11にProject2000を用い総合大日程表の一部分を示した。各部門、各工程のクリテ

ィカルパス、着手日および完了日、その他の情報を記載できる。また実績もネットワーク（LAN）により、各部門から送られ、統合的に表示できる。大日程表作成時に用いた全データを保存し、必要な情報を統合的なレポートとして取り出すことができるようにしたデータベースメニューを図-12に示した。これにより、例えば\*\*月・・・日～\*\*月・・・日に入荷予定の工事名、ロット番号、シャーマーカー名等のリストを作成し、それに基づき集中的な材料入荷管理を行うことができる。

総合大日程管理システムは組織的な整備を実施した上で、平成15年度より本格的な適用の予定している。

## 9. おわりに

建設業のおかれている現在の環境下では、「今までのまま」では生き残ることも難しいだろう。だからといって悲観することもなかろう。どんな時でも、どこでも常に問題はあるが、その問題解決の種もまた必ずあると信じている。ただ、一つの解で全ての問題が解決できることは絶対にはないだろう。製造業はつまるところ生産技術が死命を制するのだろう。

技術の継承の基本は「温故知新」ではないかと思う。

事情があつて、急遽この原稿を興した。十分に推敲したとはいえないが、いずれも永い間考え続けてきたことであり、コツコツと検討を積み重ねてきたことである。技報に記載することが適当かどうか悩んだが、宮地建設工業(株)との経営統合もあり、また少々泥臭くとも、今だからこそ考え方を残すということが重要と思った。厳しい時期だが、千葉工場はこの1年間で大幅に世代の交代

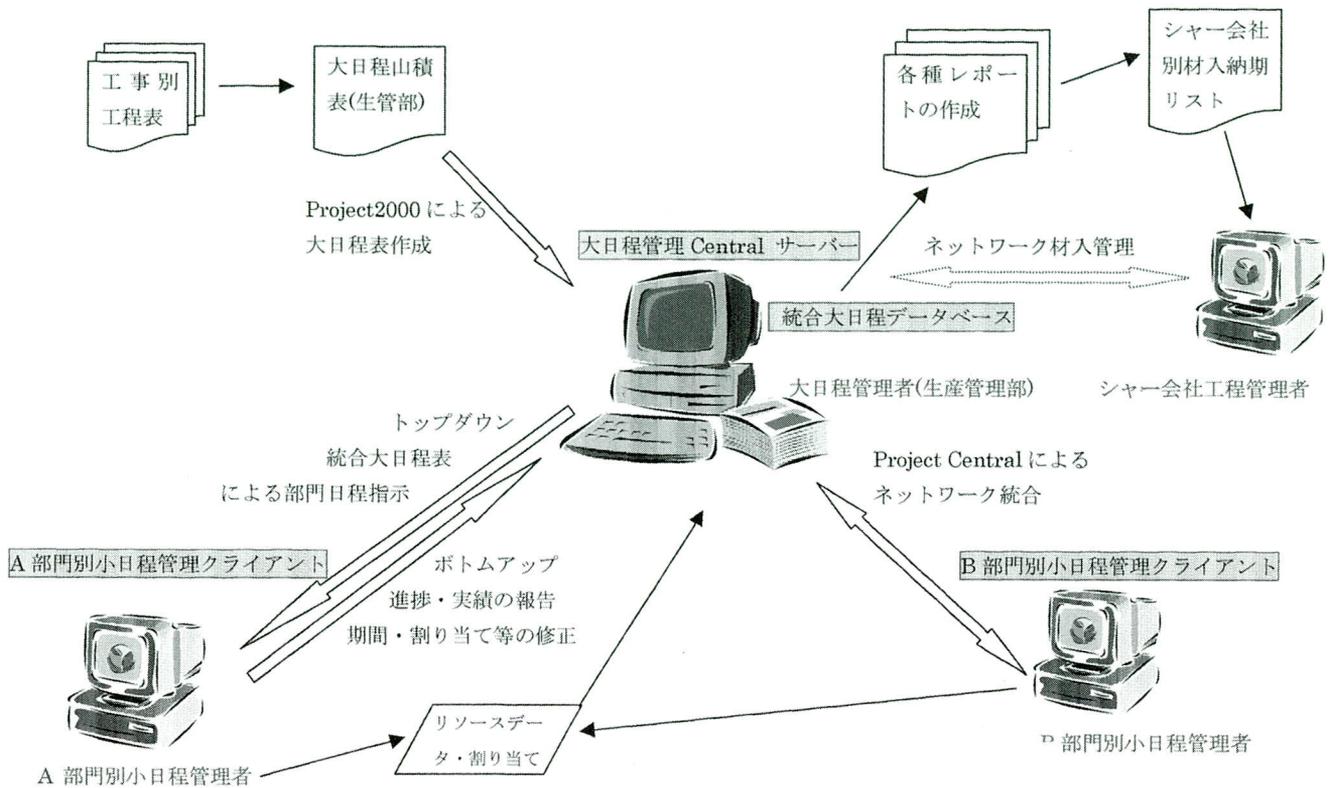


図-10 ネットワーク総合大日程管理システム構造図

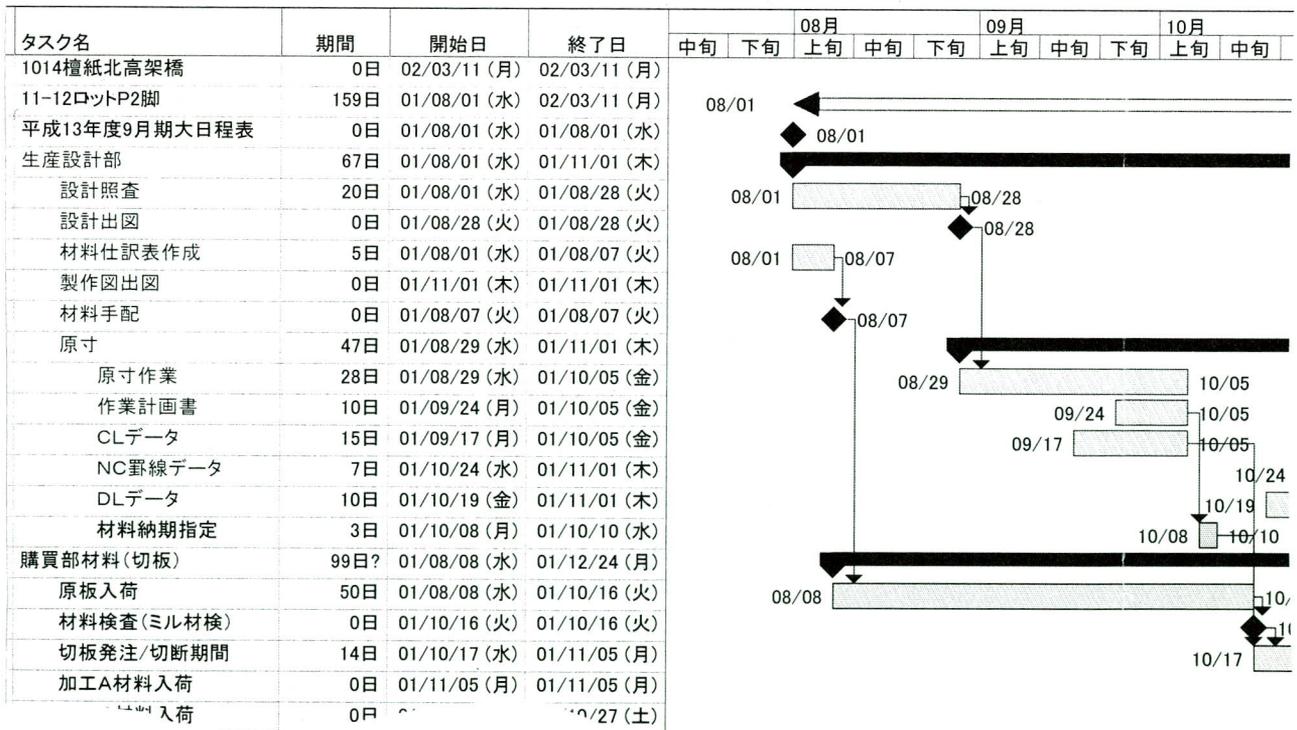


図-11 総合大日程表(各工程の着手日および完了日強調)の例(1部のみ)

が起こるだろう。いま、橋梁製作/生産性向上について纏めておくのは先輩から引きついた義務であろう。独断・独善的なところは御容赦願ひ、皆さんでじっくりと考えてもらえれば幸甚である。

### <参考文献>

- 1) 成宮他：鋼橋製作における自動化システムの実用化例，宮地技報 1986 No2
- 2) 成宮：鋼橋製作における「組立・溶接の自動化」システムの実用化例，橋梁と基礎 1986-1
- 3) 成宮：橋梁製作における溶接の自動システムの実用化，溶接技術 1988 No12
- 4) 成宮他：橋梁製作におけるパネル組立工法と自動化システム「PASシリーズ」宮地技報 1989 No5
- 5) 成宮：鋼構造における自動化・ロボット化—橋梁における例— JSSC 1992 No4
- 6) 成宮：橋梁に見る溶接の現状と展望，溶接ニュース 1991.1.1
- 7) 成宮：どうみる主要産業の溶接技術—橋梁の溶接—溶接ニュース 1992.1.7
- 8) 成宮：「溶接」戦後から今日までの歩み—橋梁—溶接ニュース 1992.6.30
- 9) 小坏他：「箱桁製作の省力化工法」「連続組立工法を用いた仮組立省略システム」宮地技報 1995 No11  
2003. 2. 7 受付

## グラビア写真説明

### NTT DoCoMo 品川ビル〔仮称〕 新築工事

JR品川駅東口側のNTT品川TWINSビルに隣接して建てられた。急速な携帯電話普及に伴い、工期短縮の要請が再三あった。

写真でわかるように、中間に配置された風穴と両側のアンテナが特徴的な建物である。

地下2階、地上31階の内、担当した9～13節(21～31階)については、9、12節はスーパートラス階(風穴部分)12、13節は屋上関係(ゴンドラ、緊急救助スペース(ヘリポート)、EV機械室)と複雑で工場製作は困難を極めました。(横内)

### 品川駅東口B-3地区ビル〔仮称〕 新築工事

JR品川駅港南口は3年前にその様相を一変させた。高層ビル3棟と楕円形の低層ビルから成る、品川インターシティの誕生である。近代的なオフィスと明るく新鮮な感覚の店舗、人々の集まるホールができ、まさしく新しい街が出現した。

更に今年になって、向側に高層のオフィスビル6棟と住宅棟1棟が完成しつつある。また、東海道新幹線の品川発が今年秋に予定されていて、駅周辺にも駅ビル2棟が建設されつつある。

かつてJRの引き込み線、車庫のあったところが巨大な街に変身しようとしている。当ビルもその一角を担うべく、港南口の最前部に位置し重厚かつ格調のある黒い色調が空に延びている。工事期間が短く、工期短縮に腐心した事が思い出に残っている。  
(西原)

## 編集後記

本号の巻頭言は、信州大学の中込教授にお願い致しました。建築鉄骨における入熱・パス間温度の管理の位置付けから最近の研究成果の報告、注意点をより具体的に述べられています。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18編の投稿があり前号に増して、ボリュームのある技報となりました。先の巻頭言に則した研究・報告、コスト縮減を目指した少数主桁橋の設計・施工、また構造の合理化を図った合成構造の研究・開発など、ファブリケーターとしての課題が山積みであるだけに積極的な投稿に繋がっています。また道路橋示方書：(社)日本道路協会、平成14年の大改訂では、性能照査型の規定と耐久性が大きなテーマとなっています。その耐久性に関しては疲労の問題があり新設橋だけではなく、既設構造物のメンテナンスに対処する必要があります。これらの課題に一つ一つ取組み、今後ともその成果を宮地の技術として報告出来れば幸いです。

執筆者を始め多くの関係者の御協力により本号を発刊することが出来たことに感謝致します。

## 技報編集委員会

委員長	成宮隆雄			
副委員長	野田博章	太田武美		
委員	大河原邦男	佐藤浩明	田中信尚	
	坪井幹男	永見研二	西垣登	
	能登宥愿*	牧野克彦	松本泰成	
	宮沢智明	百瀬敏彦	矢ヶ部彰	
	矢崎満	山下久生*	吉川薫	

\*印 事務局兼務

### 宮地技報 第18号

発行日 平成15年3月27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