

九州新幹線，鏡川橋りょう製作架設工事

-単径間下路トラスローゼ桁-

CONSTRUCTION OF KAGAMIGAWA RAILWAY VIADUCT

小早川 豊¹⁾ 水田 礼治²⁾ 重田 光則³⁾
 Yutaka Kobayakawa Reiji Mizuta Mitsunori Shigeta

1. まえがき

本橋は，九州新幹線鹿児島ルート熊本駅から新八代駅間に位置する単径間下路トラスローゼ桁（81.0m）である（図-1）．平成 18 年 3 月より上部工の工場製作，翌 19 年 4 月より現場架設に着手した．鋼製部材は，1% ニッケル系高耐候性鋼材を適用しており，無塗装錆安定化補助処理としている．アーチリブおよび補剛桁などの架設，充填コンクリート，床版コンクリートおよび路盤コンクリート打設などを経て，軌道スラブやレール敷設などの軌道工事に引き渡して平成 20 年 3 月に竣工した．構造一般図を図-2 に示す．本稿では，下記について報告する．

- ①起拱部が狭隘であるため，実物大模型による溶接施工性の検討を行った．その結果と，ニッケル系高耐候性鋼材の溶接施工試験の結果について報告する．
- ②新幹線の路盤コンクリートの出来形は，非常に高い精度を要求されることから，製作工場での仮組立検査から現場施工完了まで一貫した出来形管理を実施する必要があった．そこで，現場架設において留意した事



図-1 位置図

- 項および出来形の結果について報告する．
- ③本橋は床版を補剛桁上に直接打下し結合した構造であるため，床版が主構の一部として機能し，補剛桁の作用軸力が床版に伝達される．そこで，静的荷重によるひずみを計測し，設計に考慮した軸力の分担率を検証した結果について報告する．

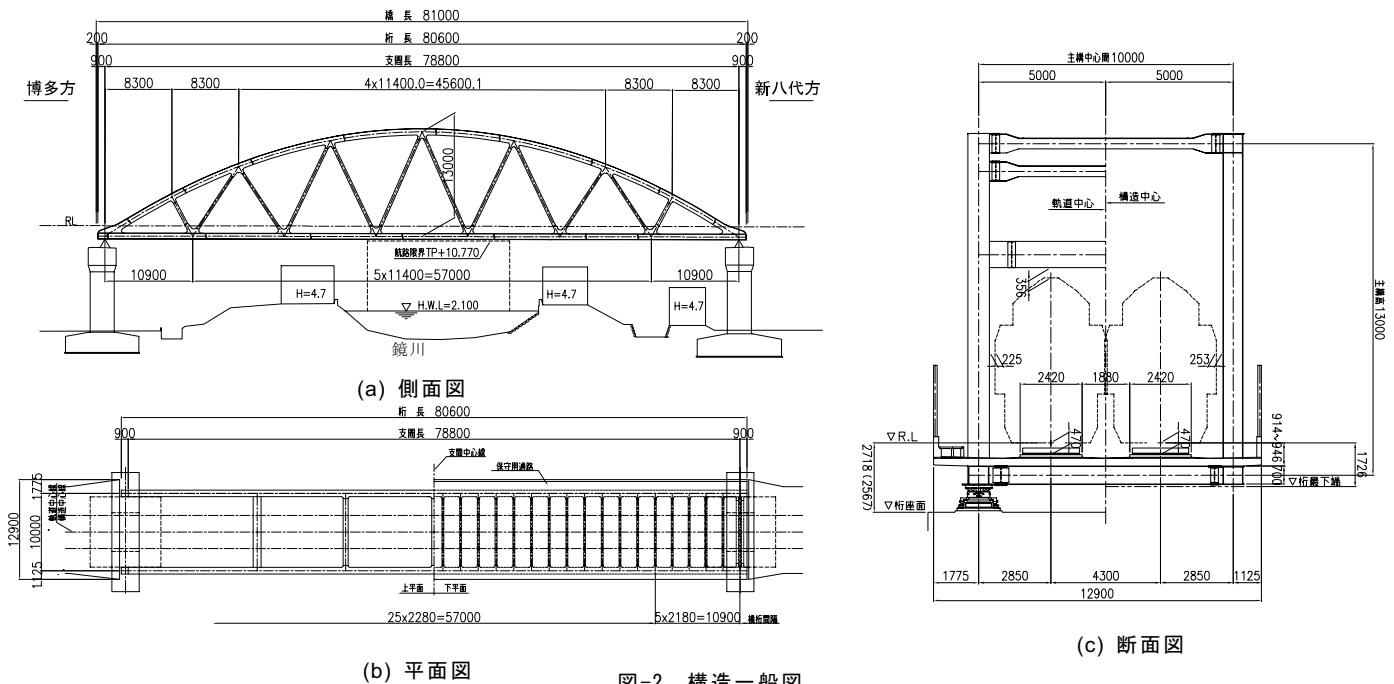


図-2 構造一般図

1) 生産グループ 和歌山工場 生産技術チーム
 2) 工事グループ 工事部 大阪チーム
 3) 技術グループ 設計部 東京チーム

2. 工事概要

工 事 名：九幹鹿，鏡川 B Ga 製架他
 工事箇所：熊本県八代市鏡町
 構造形式：単径間下路トラスローゼ桁
 橋 長：81.00 m
 主構間隔：10.00 m
 鋼材重量：約 240t (当社製作分)，約 440t (JV 全体)
 普通コンクリート：RC 床版：約 266m³
 軽量コンクリート：補剛桁充填部：約 77m³
 架設工法：トラッククレーンベント工法
 列車荷重：165 kN/1 軸 (P-16)
 平面線形：R=∞
 縦断勾配：0.1586%
 工 期：平成 18 年 3 月～平成 20 年 3 月
 施 工 主：鉄道建設・運輸施設整備機構
 九州新幹線建設局
 施 工：ハルテック・栗本共同企業体

3. 施工性の事前確認

3.1 概要

本橋の施工に際し，(a) 格点構造の工場製作時の溶接作業性，(b) 現場での補剛桁内へのコンクリート充填作業性，(c) ニッケル系高耐候性鋼材の溶接施工性に着目し事前検討を行った．(a) および (b) については，原寸作業時に発泡スチロールを用いた実物大模型 (写真-1) を作成し，組立および溶接作業スペースとコンクリート打設スペースの確認をして詳細形状の決定を行った．重要箇所においては，部分的な溶接施工試験体により，溶接施工方法 (開先形状，溶接姿勢，溶接条件) の確認を行った．また，(c) においては，使用する最も溶接条件の厳しい箇所を想定した溶接施工試験を実施した．

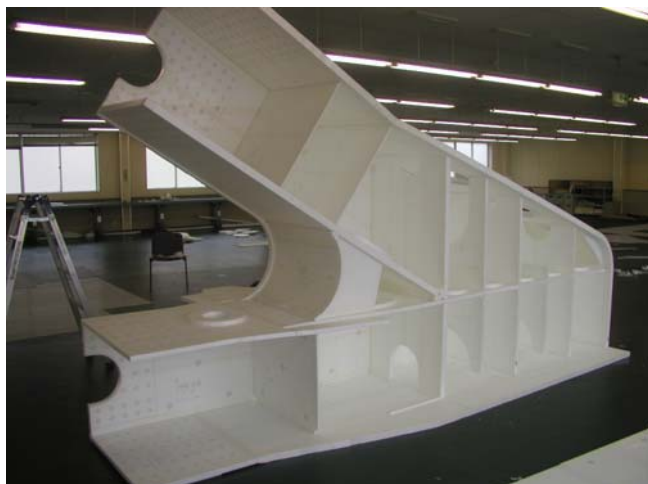


写真-1 支点構造模型

3.2 格点部の構造詳細¹⁾

本橋の端支点格点構造図を図-3 に示す．アーチリブ下フランジと補剛桁上フランジおよびジャッキ受けダイヤフラムの交差部 (A 部) の構造は，個々の板厚が厚くアーチリブの取合い角度により溶接作業性が悪いため，交差点部に駒材 (t=80mm) を設けることとした．駒材と補剛桁上フランジ，駒材とジャッキ受けダイヤフラムについてそれぞれアーチリブ下フランジ板厚全強の水平鉛直分力に対応する部分溶込み溶接を行った後に，駒材とアーチリブ下フランジについてレ形開先の完全溶込み溶接を行うものとした (図-4)．

補剛桁上フランジと各ダイヤフラムの交差点部 (B 部) の構造は，支点反力伝達のダイヤフラムを優先し，補剛桁上フランジは各ダイヤフラムに分割される構造となる．そこで，溶接後に一体となる裏駒を用いた片面レ形開先溶接を採用し，ダイヤフラムは耐ラメラティア鋼材を使用するものとした (図-5)．

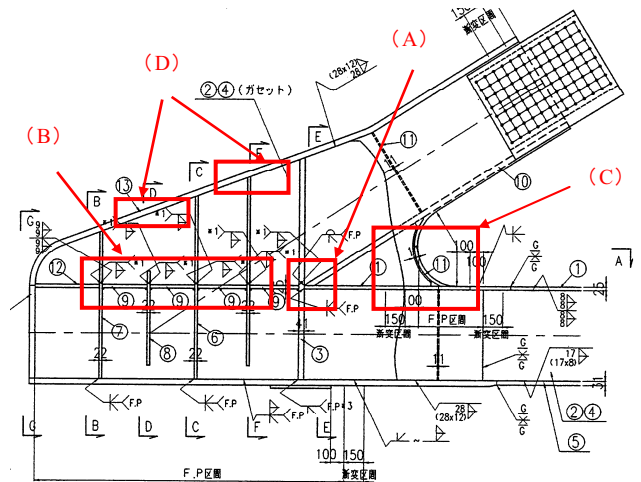


図-3 格点構造図

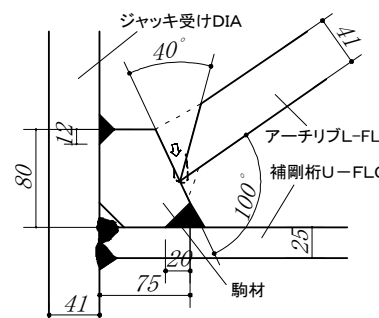


図-4 A部詳細図

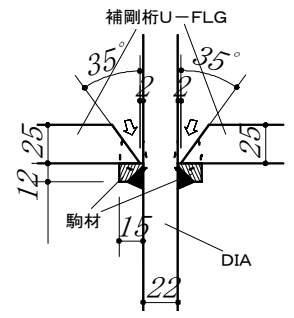


図-5 B部詳細図

ガセットフィレット部 (C 部) は，補剛桁上フランジを貫通してガセットが立ち上がる構造で，フィレット部の R 始点には，100mm の上フランジ同一面の平行区間を設けた (図-6)．アーチリブ上フランジのダイヤフラム A 間 (D 部) には，コンクリート打設と溶接作業時マンホ

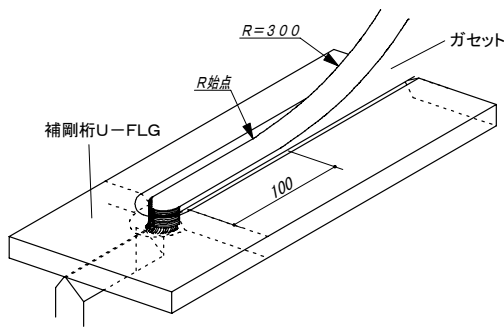


図-6 C部詳細図

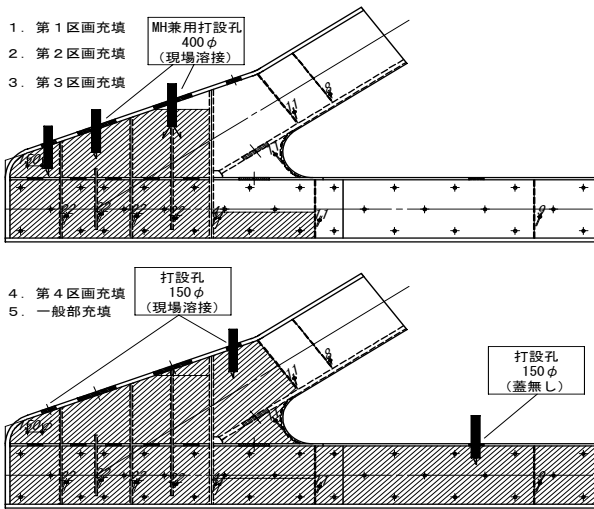


図-7 コンクリート充填要領

ールを兼用した開口 (400φ) を設け、この開口は現場溶接で外面からの片側完全溶込み溶接構造とした (図-7)。

3.3 溶接施工試験²⁾

(1) 鋼材の溶接性確認試験

鋼材の溶接性の確認を目的に、本橋に使用するニッケル系高耐候性鋼材の最大板厚 (47mm) を用いて板継溶接を SAW 溶接、T 継手溶接を CO₂ 半自動溶接にて溶接性試験を実施した。機械試験の結果、引張強度が約 570N/mm²、衝撃値 (板表面 1/4t 位置) が溶着金属部において約 140J~160J、熱影響部において約 290J~350J となった。曲げ試験およびマクロ試験では、亀裂および有害な欠陥は認められず、硬さ分布においても 170Hv~230Hv となり、いずれも母材規格範囲内で良好な溶接品質であることが確認できた。

(2) 構造上の溶接施工性確認試験

構造上の溶接施工性の確認を目的に、(A)~(C)の工場溶接部 4 箇所と (D) 現場溶接部 1 箇所の計 5 箇所について溶接構造用圧延鋼材 SM 材を用いて CO₂ 半自動溶接にて溶接施工性試験を実施した。

① アーチリブ下フランジ起拱部 (A) (写真-2)

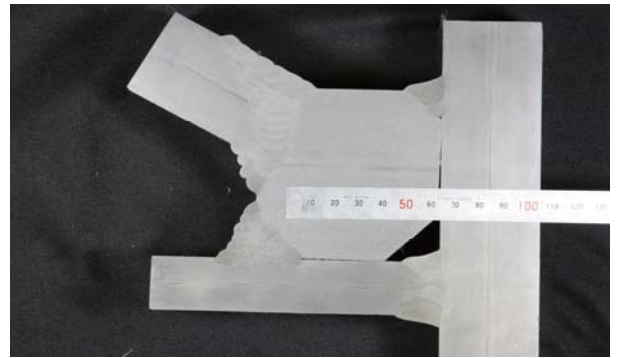


写真-2 マクロ写真 (A 部)

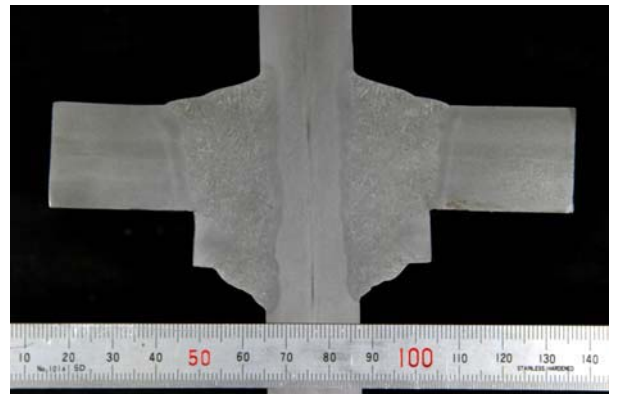


写真-3 マクロ写真 (B 部)

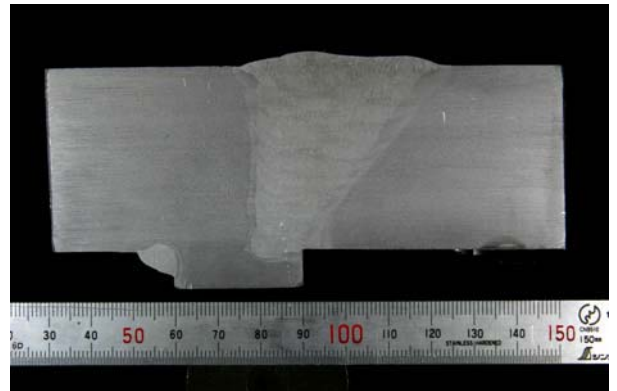


写真-4 マクロ写真 (D 部)

② 補剛桁上フランジ落込み部 (B) (写真-3)

③ 格点コンクリート打設孔 (D) (写真-4)

いずれの溶接施工試験においても、良好な結果が得られた。これにより、溶接の施工性に問題ないことと品質が確保できることが確認できた。

4. 現場架設および施工³⁾

4.1 出来形管理 (キャンバー変動の管理)

仮組立時には多点支持状態により橋梁全体を実仮組立し、設計値のキャンバーを再現した。現場架設時は、ベント支持したが、ベント開放後も設計キャンバーに対する施工誤差は、-4~+5mm の範囲で軌道敷設前まで推移した (図-8)。

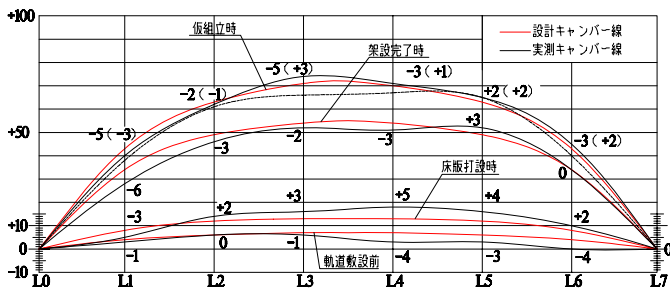
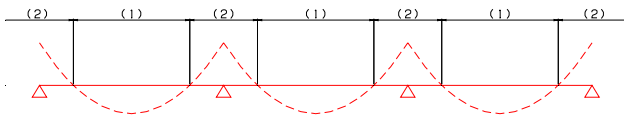


図-8 出来形管理図



()内の数字は、打設順序を示す。△は、格点横桁位置を示す。

図-9 格点位置とモーメント図



写真-5 段階打設状況

床版コンクリートの打設に関しては、図-9 に示すように補剛桁の曲げモーメントが格点部で負曲げになるため、格点間を先行打設し、ある程度の強度が発現した後に格点部を打設した。写真-5 に床版の段階打設状況を示す。

4.2 シリコンキャップの足場用吊金具の処理

床版コンクリート施工等の足場用吊金具は、耐疲労性から溶接法ではなくボルト固定法を採用した。従来は吊金具撤去後に空ボルト方式を用いていたが、景観性からシリコンキャップを用いた封孔方法を採用した。吊金具撤去後に高力ボルトにて処理する場合に比べて、シリコンキャップでは余計な突起がなく景観に配慮した構造となっている(写真-6)。また高力ボルトでの場合は締付け後に塗装する必要があるが、シリコンキャップの場合はあらかじめ桁の色に合わせて製作されているため、現場での塗装作業の工程を省略することができた。

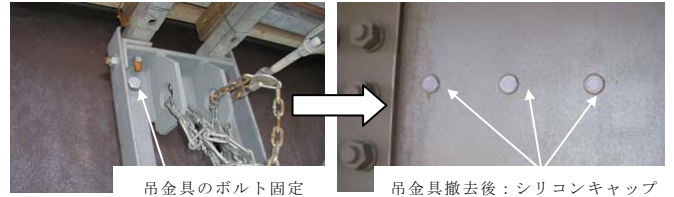


写真-6 吊金具取付時およびシリコンキャップ取付状況

4.3 補剛桁内へのコンクリート充填

本橋は、騒音低減を目的として補剛桁内部に軽量コンクリートを充填している。特記仕様書に記載されている軽量コンクリートの配合ではスランプが 8cm であった。しかし、軽量 2 種コンクリートをポンプ施工する場合は、圧送負荷に伴う軽量骨材への圧力吸水によって、コンクリートの流動性が低下し、施工性が悪くなる傾向になる。また、骨材の吸水特性によるコンクリートの乾燥収縮への影響にともなう耐久性の低下が危惧された。

そこで、管理の行き届いたプラント内にて配合し、高性能 AE 減水剤を用いたコンクリートとすることにより、スランプを 8cm から 18cm に変更した。この結果、所要の単位水量の上限値 (175kg/m³) を確保することが可能となり、現場で流動化を行った場合に比べてプラント内で配合したことで、より安定した品質を確保できたと考えられる。

また、ポンプホッパーから打設地点までの最大水平距離が 120m となる直結配管にて打設を行ったが、上記の配合にて打設することにより、補剛桁内部の狭隘な部位にも十分充填することが可能となった。

5. 分担軸力性状の確認(ひずみ計測)

5.1 補剛桁と RC 床版の軸力分担について

本橋の床組は、床版を補剛桁上に直接打ち下ろし結合した構造であるため、床版が主構の一部として機能し、補剛桁の作用軸力が床版に伝達される。これを考慮し、設計段階において得られた補剛桁と床版の軸力分担率は、表-1 に示す値であった。

ここで、床版の限界状態設計法と整合することや安全側の設計となるなどの理由から、床版断面を「鉄筋のみ有効」とみなした場合の理論分担軸力を用いて設計する方法が採用された。

表-1 設計段階における軸力分担率

	格点間中央		格点部	
	補鋼桁	RC床版	補鋼桁	RC床版
(鉄筋+コン)有効	20	80	30	70
鉄筋のみ有効	65	35	70	30

そこで、静的荷重を載荷して、補剛桁と床版に生じるひずみを計測することにより、設計で想定した軸力の分担率を実構造物で確認することとした。

5.2 計測工

(1) 静的荷重の載荷方法

静的荷重は、写真-7に示すように、単管パイプで水槽枠を製作し、枠に足場板で防水シートを固定して、その中に給水車からポンプにて水を汲み上げて満水状態(75 m³)を保持することにより載荷した(図-10)。なお、載荷荷重の決定に先立ち、骨組解析によるひずみを算出し50μ程度のひずみが生じること、および現場での水槽枠の施工性を鑑みて載荷方法を決定した。



写真-7 静的荷重載荷状況

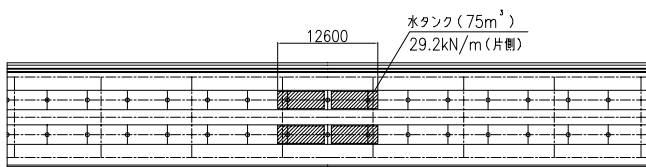


図-10 静的荷重載荷位置図

(2) 計測器の設置

計測工に用いたひずみゲージや鉄筋計の配置について、図-11および図-12に示す。本橋は対称形であることおよび側道を規制して高所作業車にて配置できることも考慮し、P1側に計測器を設置することとした。

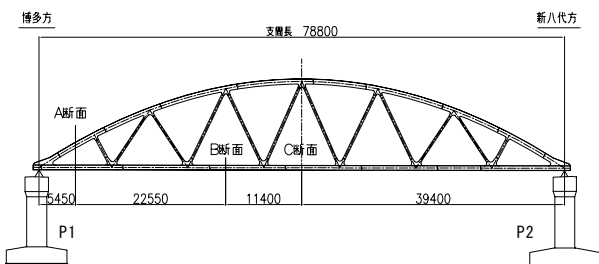


図-11 計測器設置位置

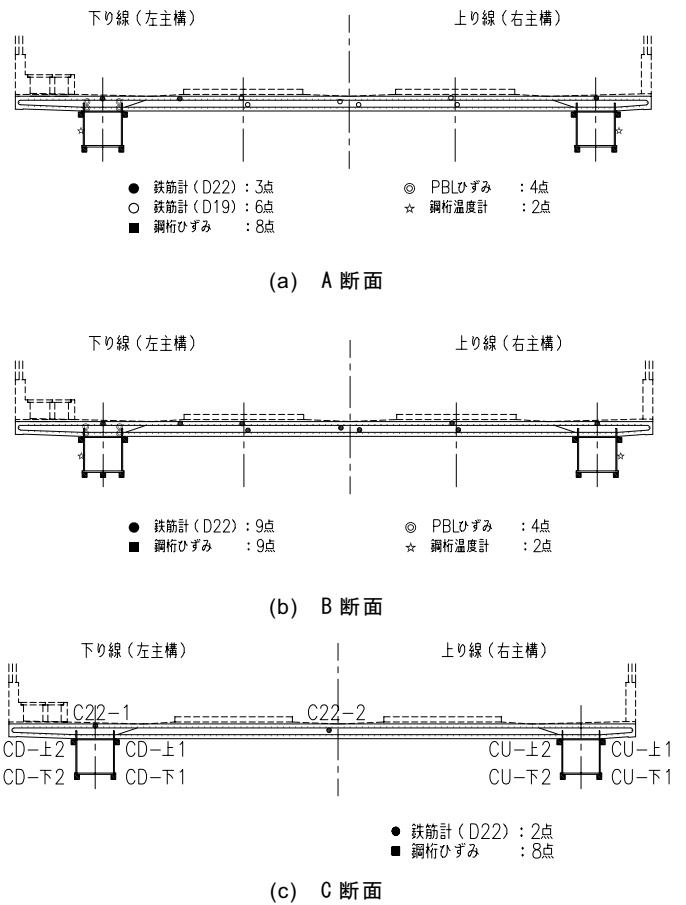


図-12 計測器配置図

(3) 計測ひずみの集計

計測にて得られたひずみは、日中温度差により刻々と変化することから、温度差によるひずみ変化を除去し、純粋な水槽荷重だけによって生じるひずみを求めた。具体的には、水槽荷重載荷前3日分の同じ温度での平均ひずみを無載荷時のひずみとし、満水状態で同じ温度でのひずみとの差を集計し、温度補正後のひずみとした。

5.3 計測結果と骨組解析の比較

平面骨組解析において、RC床版の有効幅を0%~100%変化させて得られた断面力よりひずみを算出した。

C断面における下フランジ下縁を基点とした高さ方向ひずみの変化について、図-13に示す。補剛桁上の鉄筋と補剛桁のひずみは、平面保持が成立しており両者は合成していることがわかる。

骨組解析の合成度100%に対して、計測結果では75%程度のひずみであった。両者に差異が生じた要因として下記が考えられる。

- 骨組解析において入力した床版コンクリート断面性状と実際の床版断面性状との誤差(路盤コンクリートお

- よび排水勾配コンクリート (Max40mm 厚) の効果).
- 骨組解析におけるコンクリートのヤング係数 (軽量コンクリート: $E_s/E_c=12.5$, 床版コンクリート: $E_s/E_c=7.5$) と実際のコンクリートのヤング係数との差異.
- 地覆および PC 防音壁の影響が RC 床版の剛性に寄与したこと.

表-2 軸力分担率 (%)

	補剛桁位置		床版位置	
	補剛桁	RC 床版	補剛桁	RC 床版
A 断面	25	75	29	71
B 断面	24	76	17	83
C 断面 (荷重直下)	48	52	36	64

なお, 表-2 において, “補剛桁位置” と “床版位置” とは, それぞれ補剛桁直上と補剛桁直上以外を示す.

5.5 まとめ

- A および B 断面と比較して, C 断面における補剛桁の分担率が大きい結果となっている. これは, 荷重直下の補剛桁近傍を支点として床版が弾性変形しているため, 補剛桁に一樣に応力伝達されなかったためと考えられる.
- A および B 断面では, 補剛桁: 床版=25: 75 程度であることが推測できる. 荷重直下である C 断面でも 40: 60 程度であり, 床版コンクリートが有効に作用していることが分かる. 仮にコンクリートにひび割れが生じ, 鉄筋のみで負担するとしても, 断面設計においては, 65: 35 としており, 補剛桁は十分安全側の設計となっていると言える.

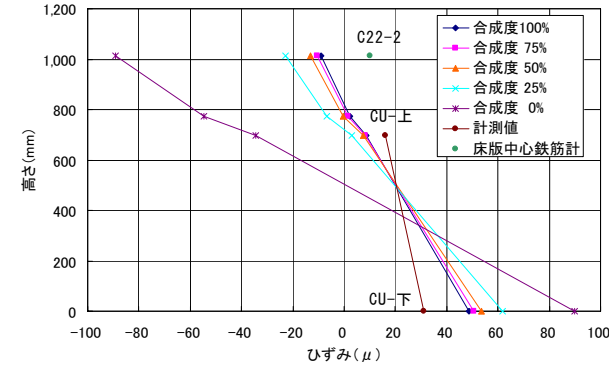
6. あとがき

本橋は, コンクリート打設可能期間に制限があり, 現場工程に余裕のない状況であったが, 無事竣工することができた. 本稿が同様な形式の鉄道橋の設計製作および架設における一助となれば幸いである.

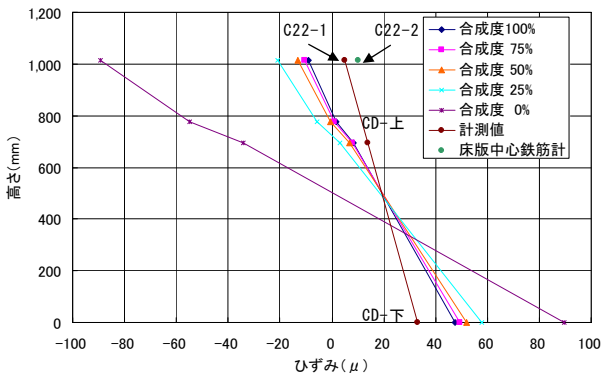
最後に, ご指導・ご協力を賜った(独)鉄道・運輸機構の関係各位には, 厚くお礼申し上げます. 計測工の計画および報告書作成には, (財)鉄道総合技術研究所 池田主任ならびに谷口副主任 (現京都大学) にご助言を賜りました. また, ゲージなどの設置には, (株)共和電業の関係者に多大なご協力を頂きました. ここに深謝致します.

参考文献

- 1) 藤原, 小早川, 保坂, 石田: 下路トラスドローゼ橋の構造詳細に着目した施工検討 1/2, 土木学会年次講演会, 2007.9.
- 2) 藤原, 石田, 保坂, 小早川: 下路トラスドローゼ橋の構造詳細に着目した施工検討 2/2, 土木学会年次講演会, 2007.9.
- 3) 藤原, 佐々木, 水田, 小早川: 下路トラスドローゼ橋のキャンパー管理および現場施工, 土木学会年次講演会, 2008.9.



(a) 右主構



(b) 左主構

図-13 C断面におけるひずみの変化

5.4 軸力分担率の算定

上記の結果から, 床版コンクリートは補剛桁と 100% 合成していると考えられるため, 計測結果のひずみより分担軸力を下式より算定した. 表-2 に分担率を示す.

$$RC \text{ 床版軸力} : P_c = E_c \cdot \epsilon_c \cdot A_c + E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_{st}$$

$$\text{補剛桁軸力} : P_s = E_s \cdot \epsilon_s \cdot A_s$$

ここで,

E_s : 補剛桁のヤング率 $2.0 \times 10^5 \text{ N/mm}^2$ (充填コン: $E_s/12.5$)

ϵ_s : 補剛桁のひずみ

A_s : 補剛桁の断面積 (mm^2)

E_c : コンクリートのヤング率 ($E_s/E_c=7.5$)

ϵ_c : 床版のひずみ (鉄筋のひずみ)

A_c : 床版コンクリートの断面積 (100%有効断面と仮定)

A_{st} : 床版中鉄筋の断面積 (100%有効断面と仮定)