

[CS3]

2021年9月10日(金) 09:30 ~ 10:50  
CS-5(Room46)

座長 安川 義行(東日本高速道路株式会社 技術本部 総合技術センター)

09:30 ~ 09:40

C002121

日本語



### 北陸新幹線工事における長支間セグメントPCT桁の施工

\*加藤 一步<sup>1</sup>、蓑島 美峰<sup>1</sup>、山根 秀則<sup>2</sup>、久保 達彦<sup>2</sup>(1. 大林組、2. 鉄道建設・運輸施設整備支援機構)

09:40 ~ 09:50

C002471

日本語



### 新幹線連続 PC 橋梁の側径間拡張に伴う桁のたわみ対策

\*進藤 良則<sup>1</sup>、井上 翔<sup>1</sup>、西澤 知孝<sup>2</sup>(1. (独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構、2. (株) 千代田コンサルタント)

09:50 ~ 10:00

C002315

英語



### Experimental and numerical evaluation of longitudinal forces on bridges of Indian railways

\*1、1

10:00 ~ 10:10

C001357

日本語



### 大規模更新事業における阪和自動車道でのRC連続中空床版橋の架替え事業

\*井隼 俊也<sup>1</sup>、木原 通太郎<sup>2</sup>、重村 知輝<sup>2</sup>(1. オリエンタル白石(株)、2. 西日本高速道路(株))

10:10 ~ 10:20

C001947

日本語



### PC橋の部分打換補修に関する構造的課題とその対策

\*伊川 嘉昭<sup>1</sup>、橋本 史幸<sup>1</sup>、藤井 雄介<sup>2</sup>、古賀 圭一郎<sup>2</sup>、井手 貴之<sup>2</sup>(1. NEXCO西日本コンサルタント、2. 西日本高速道路)

10:20 ~ 10:30

C002771

日本語

[事務局への連絡事項](#)



### 超高耐久床版Dura-Slabの実用化に向けた実証橋の建設

\*松尾 祐典<sup>1</sup>、和田 圭仙<sup>1</sup>、狩野 武<sup>2</sup>、内堀 裕之<sup>2</sup>(1. 西日本高速道路株式会社、2. 三井住友建設株式会社)

10:30 ~ 10:40

C002014

日本語

[事務局への連絡事項](#)



### 超高耐久床版Dura-Slabの実用化に向けた実証橋の载荷試験

\*狩野 武<sup>1</sup>、松尾 祐典<sup>2</sup>、和田 圭仙<sup>2</sup>、ランコス チャミラ<sup>1</sup>(1. 三井住友建設株式会社、2. 西日本高速道路株式会社)

10:40 ~ 10:50

C002915

日本語



### 超高耐久橋梁「別埜谷橋」の建設

\*藤岡 泰輔<sup>1</sup>、安部 博之<sup>2</sup>、芦塚 憲一郎<sup>2</sup>、永元 直樹<sup>1</sup>(1. 三井住友建設、2. 西日本高速道路)

## 北陸新幹線工事における長支間セグメント PCT 桁の施工

(独) 鉄道建設・運輸施設整備支援機構

山根 秀則 久保 達彦

(株) 大林組 正会員 ○加藤 一步 蓑島 美峰

### 1. はじめに

北陸新幹線福井開発高架橋工事は、2.3km の工区のうち前半 1km は主要道路などを横断する市街地部を抜け、後半 1km は鉄道上空横過後に JR 北陸本線及びえちぜん鉄道の両営業線間を進みながら福井駅にアプローチする施工条件の厳しい工事であり、橋長 24~47m、計 18 連の PCT 桁橋が計画されていた。特に、市街地部は交差道路等を斜めに横断する線形となっているために長支間の PCT 桁が多数配置されている。また、全体工程の中でも PCT 桁橋の施工はクリティカルパスとなっており、工程の遅延は許されない中で施工を進めた。本稿では PCT 桁(橋長が 40m 以上)の施工のうち、桁架設時の安全性確保に関する取組みについて報告する。

### 2. 長支間 PCT 桁の架設時検討

新幹線 PC 桁は橋長によらずウェブ厚が 350mm 一定で下フランジのない T 形である。本工事での最大桁高は 3.2m あり、架設後に複数の桁が相互に連結されれば安定感があるが、桁単独架設時には図-1 のように梁というよりは板のような構造で、桁高が大きくなるに従い桁の横倒れに対する不安定感が増す。図-2 は横倒れ座屈に対する安全率の検討を行ったものであるが、橋長 40m を超えると安全率が大きく低下する。本工事では 18 連のうち 40% が橋長 40m 以上であり、主要道路や鉄道上での施工を確実に進めるためにも、桁架設時の安全性確保が重要であった。



図-1 PCT 桁の架設状況

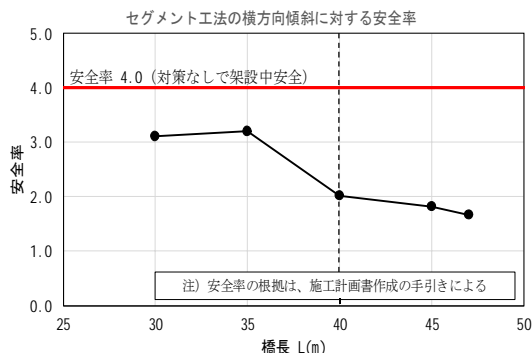


図-2 横倒れ座屈に対する安全率<sup>1)</sup>

なお、現場周辺での PCT 桁製作ヤード確保が困難であったことや長支間主桁の市街地内及び鉄道路線に挟まれた狭隘箇所への運搬自由度を高め、工期短縮を図るため、PCT 桁は現場製作桁から工場製作セグメント桁へ構造変更を行った。

PCT 桁はセグメント桁としたが、下部工工事は始まっていたことから、断面寸法を変えないことが修正設計の条件であった。現場製作桁はひび割れ幅を制御する PRC 構造であるが、セグメント桁はひび割れを許容しない PC 構造である。引張応力度制御のために PC 鋼材量が最大 1.7 倍となり、それに伴いコンクリート強度も 40N/mm<sup>2</sup> から 50~55N/mm<sup>2</sup> に高強度化されている(図-3)。プレストレス増加に伴い、緊張による桁の反りも大きくなり、横方向変位についても大きくなることが想定されるため、桁架設時の横倒れ座屈に対してより慎重な対応が必要だと考えた。

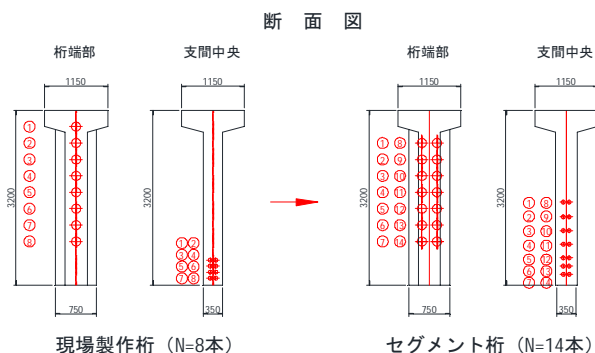


図-3 主ケーブル鋼材配置の変更例

キーワード 鉄道橋、プレキャストセグメント工法、桁架設、安全性、横倒れ座屈、傾斜計、  
連絡先 〒910-0843 福井県福井市西開発 2 丁目 313 福井開発高架橋 JV 工事事務所 TEL0776-43-6470

### 3. 横倒れ座屈に対する主桁補強

一般的に横倒れ座屈に対する対応としては、横方向の倒れの限界角を 3°程度に制御するように、上フランジの上に H 鋼材や架設用 PC 鋼材を配置して、横方向剛性の強化や引張補強を行う (図-4)。しかし、北陸新幹線の PCT 桁上フランジ幅は、九州新幹線等に比べて 1.15m と狭く、配置可能な補強材に制限があるため、限界角が小さくなる。検討の結果、横倒れによる上フランジひび割れを発生させないようにするには、上面に補強 PC 鋼材を最大本数配置した場合でも傾斜角を 2°以下に管理する必要があった。

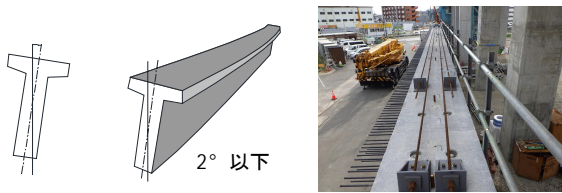


図-4 主桁傾斜角の概念図と補強鋼材配置

### 4. 傾斜計による架設時主桁姿勢管理システムの導入

傾斜角管理のため、張出し施工時の高さ管理で実績のある傾斜計を用いた方法<sup>2)</sup>を PCT 桁用に改良し、桁姿勢の管理システムを構築して施工することとした。

支間中央における橋軸方向と橋軸直角方向の 2 方向の桁傾斜角はタブレットにより任意の位置でリアルタイム管理できるようにした (図-5)。橋軸直角方向は桁の横倒れの目安となり、橋軸方向はクレーン相吊り時の揚程差による桁応力変動を低減する目安となる。

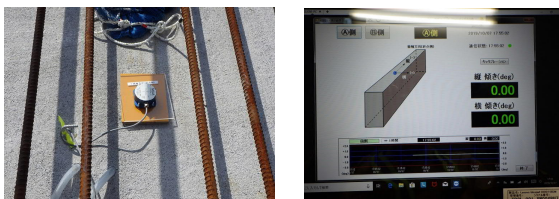


図-5 傾斜計とタブレットによるリアルタイム管理

### 5. 傾斜計の効果について

傾斜計は主桁の地上引出し時の横倒れ傾斜、相吊り施工時の横倒れ傾斜およびクレーン揚程差のリアルタイムで確認しながらより安全に架設を行うことを目的に導入したが、架設安全率の下がる橋長 45m 以上の桁架設においてより効果を発揮した。具体的には橋長 45m の桁の場合、桁高が 3.2m あるので、横方向の傾斜角が 1°の場合の横方向変形は 55mm となるが、隣り合う主桁間の床版鉄筋との設計上の余裕は 40mm しかない (図-6)。つまり、桁を吊り上げたときに 1°以上の横方向傾斜角が生じた場合は、設置済みの主桁と架設中

の鉄筋が干渉して主桁が所定の位置に設置できない。また、吊り上げ時の横傾斜が不明の場合、据付け直前で鉄筋干渉の対応や干渉の解放による架設中の桁への衝撃などの懸念もある。しかし、本システムによれば、吊り上げ時点で横方向傾斜角が把握できるため、直角方向の吊り具位置を少しずらすことなどの対策を行うことで、事前に横方向傾斜角を調整することができることに加え、夜間架設など測量器による計測が困難な状況にも有効である。図-7 は傾斜角の管理の一例であるが、吊り上げ時 1.3°あった傾斜角を調整により主桁間鉄筋が干渉しない 0.7°未満の 0.5°まで低減したことで、干渉なく主桁を所定の位置に据え付けられている。鉄筋干渉の有無は架設時間を左右する大きな要因であるため、特に通行止め規制などの時間的制約がある中で安全に早く架設するために有効であったと考えている。

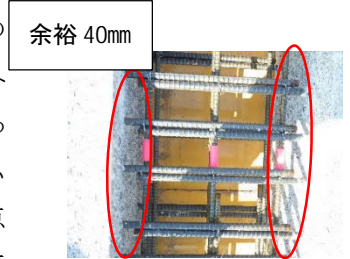


図-6 主桁間鉄筋写真

の鉄筋が干渉して主桁が所定の位置に設置できない。また、吊り上げ時の横傾斜が不明の場合、据付け直前で鉄筋干渉の対応や干渉の解放による架設中の桁への衝撃などの懸念もある。しかし、本システムによれば、吊り上げ時点で横方向傾斜角が把握できるため、直角方向の吊り具位置を少しずらすことなどの対策を行うことで、事前に横方向傾斜角を調整することができることに加え、夜間架設など測量器による計測が困難な状況にも有効である。図-7 は傾斜角の管理の一例であるが、吊り上げ時 1.3°あった傾斜角を調整により主桁間鉄筋が干渉しない 0.7°未満の 0.5°まで低減したことで、干渉なく主桁を所定の位置に据え付けられている。鉄筋干渉の有無は架設時間を左右する大きな要因であるため、特に通行止め規制などの時間的制約がある中で安全に早く架設するために有効であったと考えている。

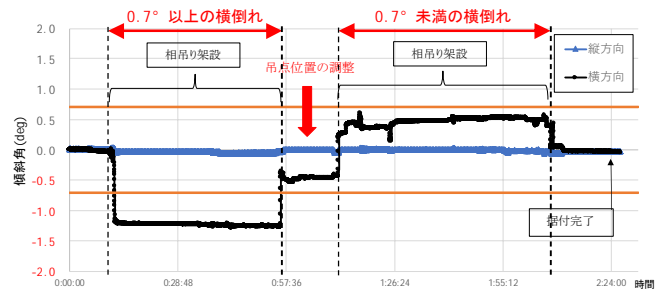


図-7 主桁傾斜角の測定例

### 6. まとめ

本工事は、福井市の市街地部及び JR 北陸本線とえちぜん鉄道に挟まれた営業線近接区間において、限られた工期と施工ヤードの中でセグメント桁の組立・架設を行う難易度の高い工事であった。長支間の橋りょうが多く、架設中に横倒れ座屈になるケースも考えられたが、架設時の補強と傾斜計による主桁姿勢管理システムの導入により、主桁の姿勢を管理することで、より安全に架設することができた。

### 参考文献

- 1) 施工計画書作成の手引き (T 桁橋・セグメント T 桁橋編), プレキャスト・コンクリート建設業協会, 2016.9
- 2) 坪倉他: 張出し架設工法での橋面・型枠自動計測技術の開発と現場への適用, 土木学会第 75 回年次学術講演会, 2020.

## 新幹線連続 PC 橋梁の側径間拡張に伴う桁のたわみ対策

(独) 鉄道・運輸機構 正会員 ○進藤 良則  
(独) 鉄道・運輸機構 正会員 井上 翔  
(株) 千代田コンサルタント 正会員 西澤 知孝

### 1. 目的

高速で走る新幹線は、大きな曲線半径と緩い縦断勾配でルートが敷かれるため、河川・道路・鉄道と鋭角で立体交差する橋梁が多い。河川を渡る橋梁は、堤防内にピアアバットが設置できずに 2H ルールが適用されると側径間が更に長くなる。設計標準には走行安全性および乗り心地を確保するために桁のたわみ制限値、鉄道事業者が軌道の維持管理のために定めた軌道整備目標値があり、径間長の拡大に対して設計時に桁の剛性確保のみで両者に対応することは困難である。本稿は、連続 PC 橋梁の設計段階で桁のたわみ、および軌道変位の低減策を紹介する。

### 2. 河川との交差

河川橋梁の構造計画は、河川管理施設等構造令 第 63 条に基づき、径間数、径間長、河積阻害率（新幹線は 7%以下、やむを得ない場合は 8%以下）、近接橋の特則<sup>1)</sup>にしたがって実施している。さらに、図-1 に示すように堤内地側の橋脚位置は、低水路の河岸法肩および堤防法先から 10m（計画高水流量 500m<sup>3</sup>/sec 未満は 5m）以上離し、堤防法面延長線の下側には杭を除くフーチングを設置できない 2H ルール<sup>2)</sup>の規定がある。このため、堤体を乗り越すために側径間が長くなり、単純桁では桁高も高く、堤防管理用道路の建築限界を確保できないために連続 PC 橋梁にすることがある。

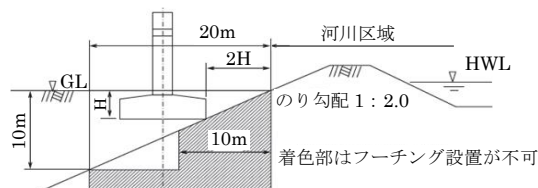


図-1 2H ルールの規定



図-2 河川との交差例

連続 PC 橋梁の支間長は、中央径間長に対する側径間長

の比（以下、側径間比）が 7 割程度が均整のとれた構造とされている。図-2 (a)は、連続ラーメン橋の北陸新幹線手取川橋梁（石川県能見郡川北町）である。支間長は 75+82+75m, 78+2@83+78m, 側径間比は 0.91~0.94 であり側径間が長い。図-2 (b)は、ピアアバットとした連続ラーメン橋の九州新幹線大野川橋梁（熊本県宇城市）である。支間長は 30+2@113+30m, 側径間比は 0.27 であり側径間が短い。側径間が短いと列車が中央径間に載ったときに側径間がそり上がり、端支点部に負反力が生じるため、大野川橋梁の側径間は桁端側 5 割を充実断面としている。これにより側径間および中央径間のたわみが低減するため、乗り心地を確保する観点では有利となった。これについては、4 章で述べる側径間が長い橋梁が端支点部で軌道変位の照査が特に厳しくなる事象とは対照的である。

### 3. 活荷重による桁のたわみ

橋梁の性能項目には、列車が安全に走行するための走行安全性、乗り心地を確保するための使用性があり、新幹線の橋梁は、照査指標であるたわみの限界値が在来線よりも厳しい。たわみの限界値は「鉄道構造物等設計標準 変位制限<sup>3)</sup>」（以下、変位標準）に示されている。表-1 は乗り心地から定まるたわみの限界値である。

たわみの応答値は、主に列車荷重の静的な応答と列車走行に伴う動的な応答があり、静的な応答に対する動的な応答倍率の設計値が衝撃係数である。したがって、衝撃係数が大きい桁は、たわみが大きくなる。動的な応答には、速度効果と車両動揺があり、構造計画で重要になるのは列車と桁の共振に伴って応答が増幅する速度効果の衝撃である。列車と桁の共振に対する影響因子は、最高速度、車両長  $L_v$ 、桁のスパン  $L_b$ 、桁の固有振動数である。

キーワード 構造計画、2H ルール、新幹線、PC 橋梁、たわみ、衝撃、軌道変位

連絡先 〒231-8315 神奈川県横浜市中区本町 6-50-1（横浜アイランドタワー） TEL : 045-222-9082

表-1 乗り心地から定まる桁のたわみの限界値<sup>3)</sup>

| 車両種別    | 最高速度<br>(km/h) | 桁または部材のスパン $L_b$ (m) |            |    |    |    |           |
|---------|----------------|----------------------|------------|----|----|----|-----------|
|         |                | 20                   | 30         | 40 | 50 | 60 | 70~       |
| 電車・内燃動車 | 130            | $L_b/900$            |            |    |    |    | $L_b/700$ |
| 新幹線     | 260            | $L_b/2200$           | $L_b/1700$ |    |    |    |           |

表-2 軌道整備目標値の例 (高低変位)

| 種別  | 10m弦                | 20m弦         | 40m弦             |
|-----|---------------------|--------------|------------------|
| 在来線 | $\pm 13\text{mm}^*$ | —            | —                |
| 新幹線 | $\pm 7\text{mm}$    | +5mm<br>-7mm | $\pm 7\text{mm}$ |

※最高速度 120km/h 以上の線区

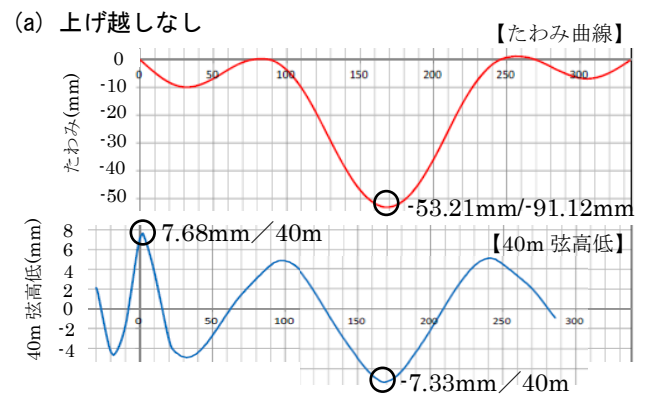
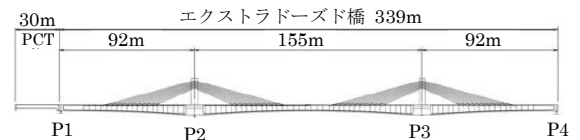
衝撃係数は、最高速度が高く、固有振動数が小さく、 $L_b/L_v$  が整数倍のときに大きくなる傾向がある。固有振動数を高めて衝撃係数を下げるには、桁高を高くして桁剛性を上げて対応する。連続桁の衝撃係数を算定する際の固有振動数は、固有値解析で得られた値を適用するのが一般的である。

#### 4. 軌道変位と桁のたわみ

鉄道の PC 橋梁は、桁のたわみ、温度、クリープ変形が乗り心地、軌道保守に影響を与える。PC ラーメン橋やエクストラード橋などスパンが長い橋梁は、活荷重による桁のたわみが変位標準の限界値以内であっても、乗り心地や軌道保守の面で好ましくない場合がある<sup>4)</sup>。

軌道変位は、軌道検測車を走らせて 10m 弦高低 (10m の糸をレールにあてたときの中点での糸とレールとの離れ) を測定するが、測定値には軌道自体の変位および列車走行に伴う動的な変位が含まれている。軌道保守の要否は、測定結果を 40m 弦高低に変換した値と表-2 に例として示した軌道整備目標値を比較して判断するため、変位標準の限界値とは別に定められていることになる。

図-3(a)は、エクストラード橋の北陸新幹線細坪架道橋 (石川県加賀市)、支間長 92+155+92m、側径間比 0.59 に対する 40m 弦高低の照査例である。中央径間のたわみは、変位標準の限界値 91.12mm に対してクリープ終了時の活荷重作用時が 53.21mm、40m 弦高低の計算値は 7.33mm である。起点側の単純 PCT 桁を含めた 40m 弦高低の計算値は、桁端で 7.68mm である。たわみは変位標準の限界値を満たしているが、両箇所軌道整備目標値の $\pm 7\text{mm}$ を超えている。そこで、図-3(b)に示すように活荷重に対するたわみ相当分を路盤鉄筋コンクリート (以下、路盤 RC) 施工時、軌道敷設時あるいは両方で軌道面を上げ越すことで軌道整備目標値を満たすことができる。軌道変位は連続して測定されることから、変位標準のたわみの照査に加え、設計段階で隣接桁を含めた 40m 弦高低の検討の必要性を図-3 は示している。



(a) 上げ越しなし

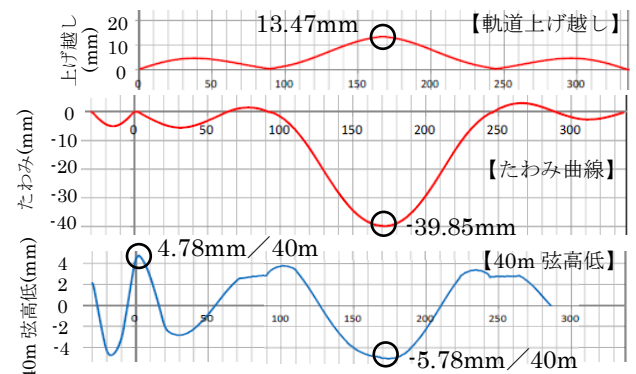


図-3 たわみ曲線と 40m 弦高低

#### 5. まとめ

スパンの長い新幹線 PC 橋梁は、変位標準によるたわみの照査に加え、隣接桁を含めた 40m 弦高低の検討を行うことで、橋梁の長期変形に対応した設計が可能である。一方、桁の剛性確保に伴う桁高の過大な増加は、基礎の負担、工事規模の増大、施工時の安全性確保など建設事業の負担が増える。これを軽減するためには、設計段階で活荷重作用時の軌道変位を低減した路盤 RC および軌道面の上げ越しを検討しておくことが必要かつ有効である。

#### 参考文献

- 1) 国土開発技術研究センター編：改定解説・河川管理施設等構造令，2000。
- 2) 建設省：堤内地の堤脚付近に設置する工作物の位地等について，河治発第 40 号，1994。
- 3) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 変位制限，丸善，2006。
- 4) 下津，玉井：整備新幹線における長大橋りょうのたわみの検討について，第 18 回鉄道工学シンポジウム，2014。

## Experimental and numerical evaluation of longitudinal vehicular forces on bridges of Indian railways

The University of Tokyo Student Member ○ Swapnil Chaurasia  
 The University of Tokyo Regular Member Di Su

### 1. Introduction

There are more than 1,47,000 bridges in Indian Railways (IR). With the advent of modern locomotives in IR, tractive efforts have increased substantially following the considerably increasing longitudinal loads. Currently bridges are designed by considering all the longitudinal loads getting transferred to the girders, therefore; a rational analysis of longitudinal forces on railway bridges considering its dispersion to the adjoining areas is required. In this study, identification of different phenomena behind longitudinal load transferred from rail level to substructure was investigated. First, an experimental investigation for the evaluation of longitudinal force on a steel plate girder bridge was performed by various static and dynamic test train formations. Furthermore, a numerical study of the flow of longitudinal forces from locomotives to sub-structures was performed for the measured bridge. are the focus of this research.

### 2. Experimental investigation

Field experiments were performed by Indian railways on a girder bridge as shown in Figure 1. Different static and dynamic tests were carried out over the instrumented bridge girder. Longitudinal loads were generated by accelerating locomotive and applying brakes at different speeds. Using the observed strain gauge readings at track and girders, percentage of longitudinal load transferred to the girder can be estimated. As shown in Table 1, less than 60% of the longitudinal load applied by locomotives gets transferred to the girder, which validates the safety of the existing bridges for the increased longitudinal loads.

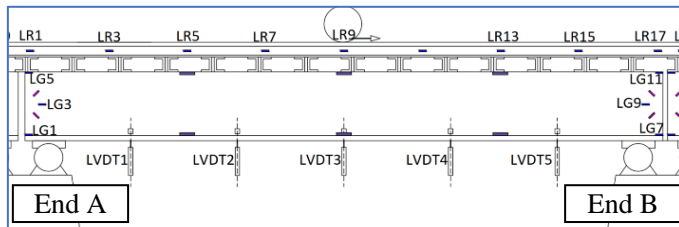


Figure 1- Instrumented span and its details

Table 1- Summary of load transfer for tractive effort case

| Test Case                         | F.L. at the rail level on main span | F.L. at the rail level on adjacent span | Difference in rail force transferred | Percentage load transferred |
|-----------------------------------|-------------------------------------|---|--------------------------------------|-----------------------------|
| Acceleration from end A towards B | 18.29                               | 7.47                                    | 10.81                                | 59.10%                      |
| Acceleration from the centre to B | 18.59                               | 9.17                                    | 9.41                                 | 50.62%                      |
| Acceleration from end B towards B | 15.46                               | 6.86                                    | 8.61                                 | 55.69%                      |

### 3. Numerical model and proposed analysis method on rail wheel contact

Rail-wheel contact is the foundation of all research related to vehicle-track interaction. Stress distribution at rail wheel interface becomes very complicated if surface roughness and longitudinal forces imparted by trains are included. As a result, modern research on rail-wheel contact interactions is performed by finite element modelling of a very limited length of track (3-5 sleepers) due to the requirement of very refined mesh at the interacting interface of contacting bodies. For simulating the longitudinal loads in a railway bridge, the required model size might become very large, which requires some reasonable approximations in the simulation procedure.

Analytical solutions can serve as a computationally efficient alternative of physical modelling of the complete phenomena. User-subroutines in ABAQUS provide this capability to apply spatio-temporal load application in the model which can simulate the loading as the function of time, space and other parameters, which can be used in contact interaction analysis. In the model proposed in this study, "DLOAD" and "UTRACLOAD" subroutines are used for the application of vertical and longitudinal forces, respectively. For validating the use of spatio-temporal load application, a track model of 6.0 m length is developed. Load is applied using user-subroutines ("user subroutine model"). A similar model in which wheel is physically modeled is also developed ("wheel model"). In the wheel model, contact interaction between wheel and rail are simulated, and loading is applied on the track by imparting a rotation acceleration on the wheel. Equivalence between the two models is investigated by comparing the longitudinal strains developed on rails and total longitudinal load transferred to sleepers.

Furthermore, to model the rail-free fastening system, which is used in railway bridges to isolate tracks from bridge structures, a system of non-linear connector elements is developed as the interaction between rails and bolt clamps is relatively complex due to the gap between them. It will reduce the number of contacting interfaces in the model. To use user-subroutine in place of wheel rail interaction, results obtained from the two methods are validated. Longitudinal strains obtained at the same location of the rail are compared in figure 4. It is evident that the difference in the strains obtained from the two models is around 10%, which is acceptable for the approximations made in the loading procedure. Computational cost of analysis in the 'user-subroutine model' is around 30% of that of the 'wheel model'. With more wheels, this saving in computational cost will

Keywords: longitudinal loads, rail-wheel interaction, finite-element analysis, experimental analysis of railway bridges, numerical modeling of railway tracks and bridges

Address: Department of Civil Engineering University of Tokyo. 7-3-1 Hongo, Bunkyo-ku, Tokyo 113-8656.

be much greater as number of interacting surfaces will reduce drastically. Total longitudinal load transfer to the sleeper level is also measured and observed to be consistent. Therefore, user-subroutine loading method can be used for modeling the integrated track-bridge structure in accordance with the experimental studies.

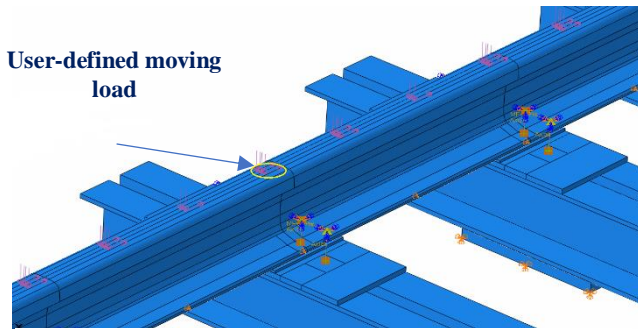


Figure 2- Load application by user-subroutine

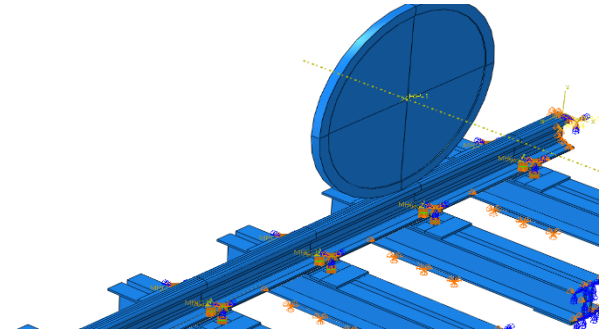


Figure 3- Load application by rotating the wheel.

#### 4. Integrated track model and its validation

For carrying out the numerical analysis for simulating the flow of longitudinal loads, an integrated model is developed by physically modelling the girder along with tracks. Boundary conditions are simplified by modelling the adjoining track portions using MPC beams. Loads are applied using the ‘user-subroutine’ feature. Results obtained by the experimental studies are used for the validation of the integrated model. Parametric studies are carried out by changing the material properties and interaction parameters to identify the different phenomena behind longitudinal load transfer from rail level to substructure.

#### 5. Conclusion and future scope of work

In the experimental studies, it was observed that less than 60% of the load gets transferred to the girder and subsequently to the substructure. Results from the experimental studies were used for validating the numerical model. There are various limitations in conducting experimental studies for longitudinal loads as in the current study, only 20% of the maximum loading capacity of the locomotives can be imparted to the bridge. Therefore, it is paramount to carry out numerical analysis of bridges in conjunction with experimental studies to simulate all possible conditions of loading and interactions. Current study covers a typical girder bridge in Indian railways. This study will be extended to include other types of bridges like ballasted deck bridges, composite bridges etc. which have different interaction mechanisms between its components. Finally it will be possible to develop comprehensive design code with a rational take on the longitudinal load application on bridges.

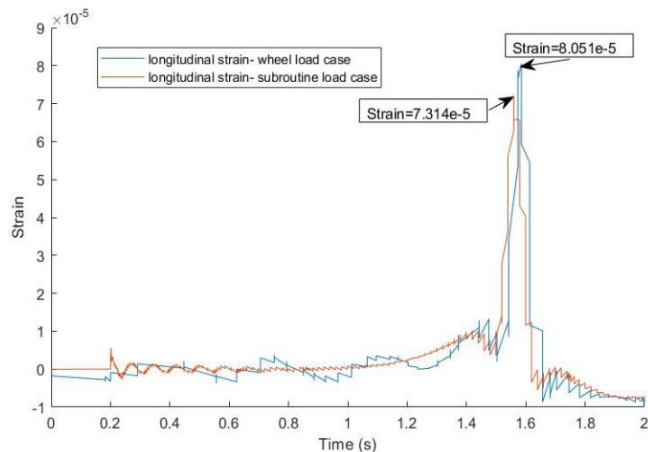


Figure 4-Comparison of longitudinal strains on rail web

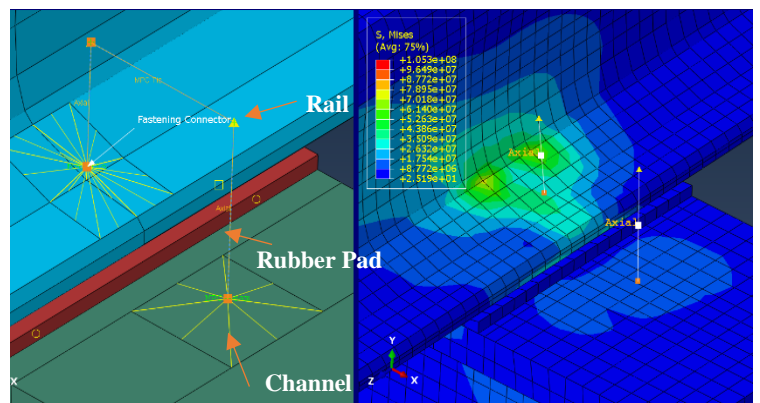


Figure 5- New fastening system using non-linear connector elements.

#### Acknowledgement

This research was supported by Research Grant for International Expansion of Infrastructure Management from JSCE and JSPS KAKENHI Grant Number JP19K04570

#### References

- [1] Zhang, Z. (2015). Finite element analysis of railway track under vehicle dynamic impact and longitudinal loads. Master's Thesis, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1–27. <http://hdl.handle.net/2142/89060>
- [2] Pau, M., Aymerich, F., & Ginesu, F. (2002). Distribution of contact pressure in wheel–rail contact area. *Wear*, 253(1–2), 265–274. [https://doi.org/10.1016/S0043-1648\(02\)00112-6](https://doi.org/10.1016/S0043-1648(02)00112-6)

## 大規模更新事業における阪和自動車道での RC 連続中空床版橋の架替え事業

西日本高速道路株式会社

木原通太郎

西日本高速道路株式会社

重村知輝

オリエンタル白石株式会社・株式会社 IHI インフラ建設特定建設工事共同企業体 正会員 ○井隼俊也

## 1. はじめに

西日本高速道路（株）は、日本の産業・経済、観光等に不可欠な存在である高速道路ネットワークの機能を今後も永続的に活用できるように、平成 27 年から高速道路リニューアルプロジェクト（大規模更新・大規模修繕事業）に着手している。阪和自動車道 阪南 IC～海南 IC 間は供用から 47 年以上経過し、これまでの詳細調査により、海砂の除塩不良による内在塩分に起因する塩害および交通荷重による疲労ひび割れ部への水の供給が劣化速度を速めていることが実橋で確認されていることから、最新の技術で抜本的に本体構造物の機能と性能を更新するために RC 中空床版橋の主版架替えを約 10 年に及ぶ長期間で実施していく事業に着手したところである。

本路線は地理的条件から、穏やかで温かい時期は観光道路として平時の 2 倍程度の断面交通量となることから、高速道路や一回一般道路の渋滞など社会的影響を極力最小限とする必要があり、交通環境・沿道環境・橋梁形式などを踏まえ、総合的に最も適切な構造と施工方法、事業期間の短縮が求められる。よって、各社独自の高度で専門的・得意とする技術の活用を反映した現場条件に適した設計と施工を技術提案方式で公募した。入札契約方式として西日本高速道路（株）では 2 事例目となる技術提案・交渉方式（設計交渉・施工タイプを採用した工事の現状を報告する。

## 2. 現況構造および架替え理由

「阪和自動車道（特定更新等）松島高架橋他 9 橋橋梁更新工事」は、阪和自動車道の和歌山北 IC～和歌山南スマート IC 間の、松島高架橋、出島橋、栗栖高架橋、花山橋、鳴神高架橋の上下線の架替えを主とした工事である。現況の松島高架橋の橋梁一般図を図-1 に、標準断面図を図-2 に示す。また、架替え対象となる前述の 5 橋の橋梁諸元を表-1 に示す。これらの橋梁は、a) 建設時における海砂の除塩不良による内在塩分（下面鉄筋上側の塩化物イオン測定値；最大  $5.34\text{kg}/\text{m}^3$ ）に起因する塩害、b) 交通荷重によるひび割れ、c) ひび割れ部への水の供給等により、劣化が顕著であった。本橋は、対外的協議を経て、長期間に渡る交通規制が可能となったことから、主版も含めた抜本的解決として架替え工法を選定した。

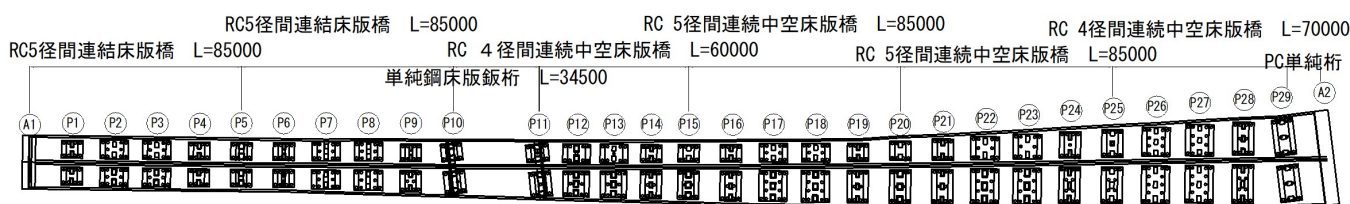


図-1 松島高架橋 橋梁一般図

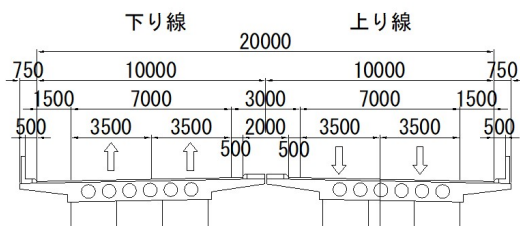


図-2 標準断面図

表-1 架け替え対象の橋梁概要

| 橋梁名   | 橋長(m) | 現況の構造形式          |
|-------|-------|------------------|
| 松島高架橋 | 518   | RC連続中空床版+単純合成鋼鉄桁 |
| 出島橋   | 41    | RC連続中空床版         |
| 栗栖高架橋 | 468   | RC連続中空床版         |
| 花山橋   | 26    | PC単純合成桁          |
| 鳴神高架橋 | 527   | RC連続中空床版         |

キーワード 大規模更新事業、RC 中空床版、架け替え、SCBR 工法

連絡先 〒102-0073 東京都千代田区九段北 2-3-6 (株)オリエンタル白石 TEL03-6220-0637



### 3. 入札方式

高耐久性に配慮した構造へ更新するとともに、交通規制に伴う社会的影響を軽減し、利用者の利便性をできる限り損なわない施工工法が求められ、かつ、工事期間の短縮が急務である。このことを踏まえ、技術的な工夫の余地が特に大きく、社会的要請の高い特定の課題について、構造上の工夫や特殊な施工方法等を含む高度の技術提案を求める技術提案・交渉方式（設計交渉・施工タイプ）を新たに導入し、設計段階から施工会社のノウハウを活用し、施工方法・工期・コスト、仕様の最適なバランスを確保するために設計段階から施工者が関与する方式であり、施工工法の実現性の確認、受発注者の意思疎通、および現場施工の効率化を図ることが可能な点であると考え、本入札方式にて、発注者が本工事の性格等に応じた課題解決を図るために求めた提案内容の一部を表-2に示す。

表-2 本工事における技術提案・交渉方式（設計交渉・施工タイプ）での提案項目

| 大項目      | 目的ならびに提案に求める内容  |
|----------|---|
| 統括責任者の配置 | 複数の橋梁の同時施工による複数の施工パーティーの導入、限られた狭隘な施工架設や橋梁工種以外の連絡等施設ランプ部の土工改良の異種工種同時施工から、工事の安全を最優先にした安全管理、工程管理等のマネジメント業務を専任として、現場代理人の権限搾取しない統括責任者を施工会社に求め、本方式の確実な実施。                     |
| 施工計画     | 工事の性格等や周辺は住宅が密集した実情から、a) 発注者が最適な仕様を設定できない、b) 仕様の前提となる条件の確定が困難であるため、発注者は参考として標準工法を提示し、施工者から実効性のある施工計画を求めた。この施工計画には、a) 設計の実施方法、b) 工事の実施方針、c) 主版撤去及び新設架設の実施方針等の細分化した項目とした。 |

### 4. 架替え構造

本工事の架橋位置では、観光道路の性格より、交通規制期間が毎年9月～翌年4月に限定され、交通規制期間終了後は、現状の供用形態に復旧する必要がある。そのため、上下線総幅員を3回に分割し、交通規制期間中は縮小幅員で2車線規制による1方向2車線を、上下線で現状と同じく4車線を確保したなかでの狭隘工事スペースで主版架替工事として計画した。図-3に、分割施工概念図を示す。

また、架替えの上部構造には、多柱式橋脚において、単柱間の下部工横梁の現場施工が不要となり下部工架設が最小限となり、かつ、狭隘箇所での急速な施工可能となる、プレテンションT桁とプレキャスト横梁（以下、PCa横梁）を用いたSCBR工法を基本とした。SCBR（Smart Connected Bridge）工法の構造概要を図-4に示す。SCBR工法は、プレテンション方式PC連続桁橋の支点到PCa横梁を設置し、それを介して主桁を連結する構造として、1点支承での支持が可能となり、支承数の削減によるコスト低減ならびに維持管理性の向上を図ったものである。

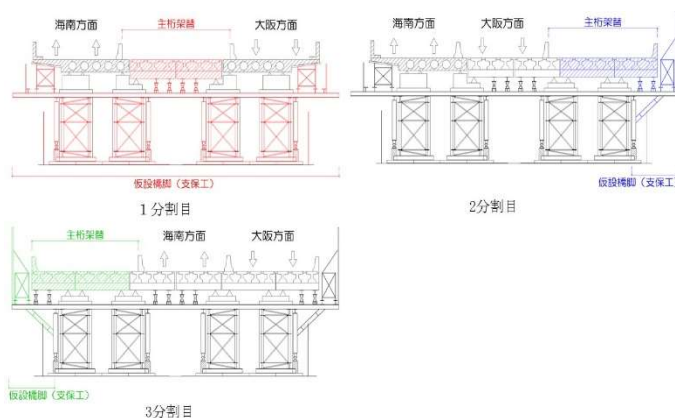


図-3 分割施工概念図

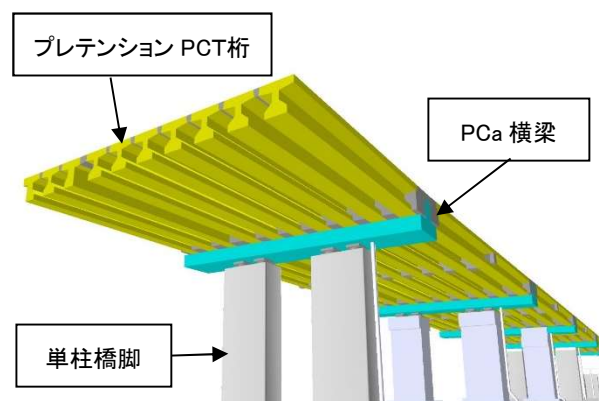


図-4 SCBR工法構造概要図

### 4. おわりに

本工事は平成30年4月に優先交渉権者と設計業務契約締結後、令和2年3月に試験工事の契約を行った。令和3年秋より、架替え工事に着手する予定である。本工事全体では、約10年を想定しており、今後、順次、本工事内容については関係各機関で報告を行う予定である。詳細な内容については、それらを参照頂ければ幸いです。

## PC 橋の部分打換補修に関する構造的課題とその対策

NEXCO西日本コンサルタンツ(株) 正会員 ○伊川 嘉昭, 橋本 史幸  
西日本高速道路(株) 正会員 藤井 雄介, 正会員 古賀 圭一郎, 井手 貴之

### 1. はじめに

近年、高速道路橋では、凍結防止剤による塩害が顕在化しており、プレストレストコンクリート（以下、PC という）橋についても例外ではない（写真 1）。PC 橋は、プレストレスで圧縮状態だが、断面欠損が生じると残存する断面に応力が分配し、圧縮応力が増加する。筆者らは、下床版に広範囲の浮き・剥離が発生した PC 箱桁橋を対象に、全厚打換えを FEM 解析で再現した影響評価を試みており、断面欠損時に局部的に圧縮応力が集中すること、また、断面欠損時の応力開放で打換後も既設部材が無応力状態になることを確認し、施工時の課題と考えている<sup>1)</sup>。



写真 1 PC 箱桁橋塩害の事例

本稿では、今後より需要が高まると推測される PC 橋の全厚打換え補修にあたり、以下の点に着目して実施した補修方法に対する検討結果について報告する。

- 1) 断面欠損による圧縮応力増加に対する構造的対策
- 2) 打換後のプレストレスの回復

### 2. 全厚打換えの断面欠損による影響確認

筆者らが過去に実施した全厚打換えの断面欠損による影響確認では以下の内容を確認している（図 1）。

- 1) 下床版は、はつりによる欠損で応力開放し、広範囲ではほぼ無応力に近い状態（ $\sigma_c \approx 0\text{N/mm}^2$ ）となるため、プレストレスを回復する対策を講じる必要がある
- 2) 欠損による応力再分配で、ウェブには全高に渡り 5~10

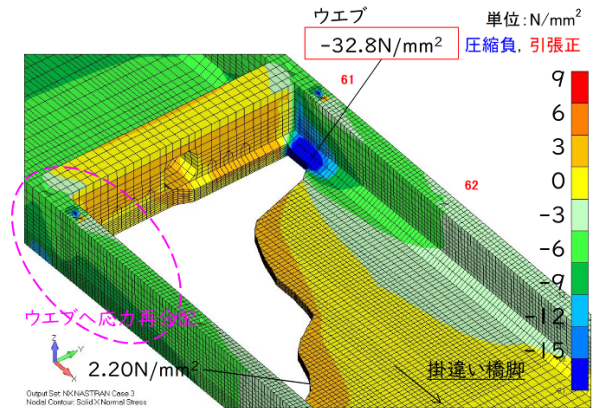


図 1 全厚はつり状態における解析結果

N/mm<sup>2</sup> 程度の圧縮応力が発生し、特に欠損部と面するウェブ内側は 30N/mm<sup>2</sup> 以上の応力集中が発生した。

### 3. 全厚打換えによる断面欠損時の対策の検討

#### (1) 検討概要

PC 橋で断面欠損が生じる場合、残存する断面に圧縮力が再分配される。したがって、広範囲で全厚打換えを行う場合、再分配される圧縮応力で部材が圧壊しないように対策を講じる必要がある。対策としては、1)構造系を改良し断面力（圧縮力）を減少させる方法、2)欠損部のひずみ変化を外力で拘束（支持）する方法、の2種類について検討した。

#### (2) 構造系の改良による対策

CASE1 として、桁のたわみを強制的に変化させることで断面欠損時の圧縮応力の集中を緩和する方法を検討した。桁のたわみ変化の方法としては、支保工+ジャッキ等でたわみを小さくするのが一般的だが、本橋の変状発生位置は支間中央付近のため、主桁下縁の圧縮力を低減する方法として、支間中央の桁上にカウンターウェイト等で下向きの鉛直力を載荷するものとした（図 2）。この対策により、正曲げの増加で主桁下縁の圧縮力は低下したが、支点上の負曲げが増加し、支点上主桁上縁の引張応力が増加した。すなわち、構造系の改良は全橋の応力バランスに影響を与えるため、部分的な補修においては効果的でない可能性がある。

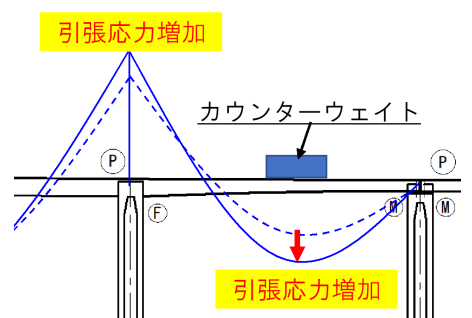


図 2 構造系の改良と効果 (CASE1)

キーワード PC 箱桁橋、塩害、断面欠損、部分打換補修、中間定着具、外ケーブル補強

連絡先 〒732-0057 広島市東区二葉の里3丁目5-7 NEXCO西日本コンサルタンツ(株) TEL082-207-1670

(3)欠損部のひずみ変化を拘束する対策

はつり時の影響を部分的に抑えるため、CASE2として、欠損部のひずみ変化を外力で拘束する方法を検討した。欠損による圧縮方向の変形はH鋼などの支保工で拘束する計画とし、支保工反力は既設の横桁とH鋼等による反力壁を設置し抵抗させる計画とした(図3)。

一方で、支保工に発生する圧縮応力は $200\text{N/mm}^2$ 程度と大きく、はつり範囲をかわして設置する必要があるため細長比も大きくなり座屈が懸念される。そこで、CASE3として、鋼材よりも材料的に圧縮に適したコンクリートを適用するため、ウェブの増厚(=圧縮抵抗断面の増加)とした(図4)。なお、除去するコンクリート内部のPC鋼材は、施工性の他、コンクリート除去で付着強度を失うこと、PC鋼材の健全性次第ではつり作業中に破断のリスクがあること、などから中間定着具を設置し、コンクリートと一緒に切断、除去するものとした。除去したPC鋼材によるプレストレスは、箱内に外ケーブルを配置し回復させるものとした。

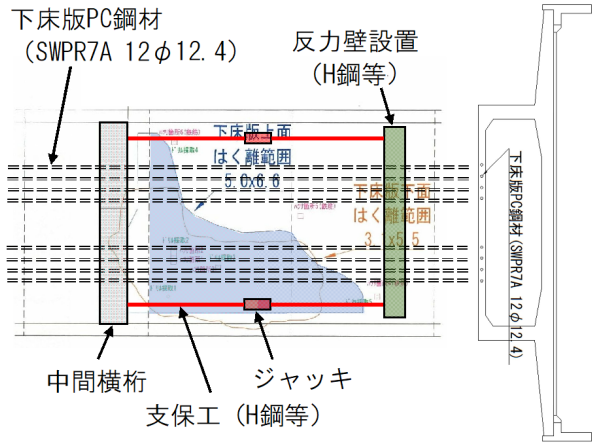


図3 支保工による圧縮変形の拘束 (CASE2)

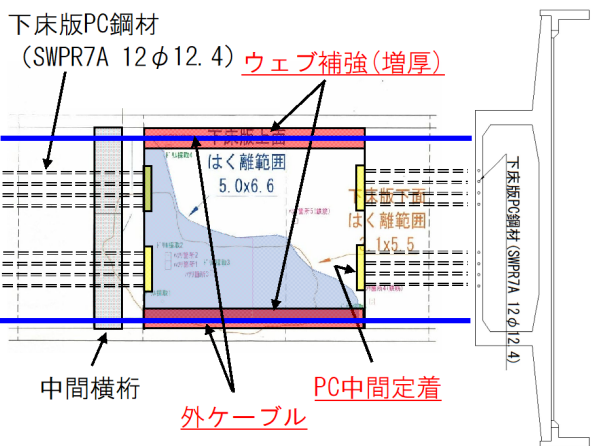


図4 ウェブ増厚による対策 (CASE3)

4. コンクリート打換え後のプレストレス回復

図1に示すように、全層はつり後に残存する下床版は、広範囲で圧縮応力が解放され、無応力に近い状態となる。また、打換後の新しいコンクリートは死荷重時に無応力で、活荷重載荷時には引張応力が発生する。以上から、施工時(はつり時)だけでなく、工事後の供用時も外ケーブルを追加するものとし、必要に応じて2段階に分けて緊張力を与えるものとした(図5)。

5. まとめ

PC橋で部分打換補修を実施するにあたり、はつり時の対策方法や打換え後の構造について検討した。結果を以下に示す。

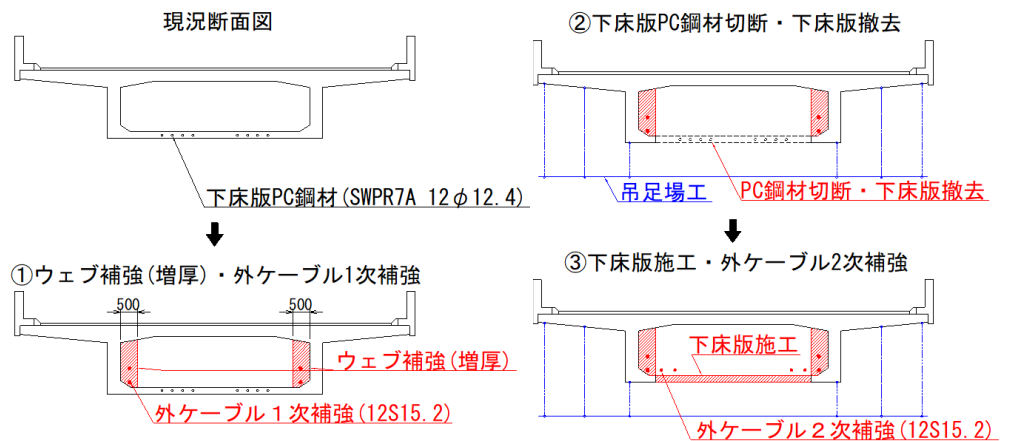


図5 施工ステップ

- 1) 構造系の改良による対策は、全体構造に影響するため、部分打換補修には適さない可能性が高い。
- 2) PC橋におけるはつりに伴う圧縮変形に対する拘束は、ウェブコンクリートの増厚で対応する。
- 3) 施工性や工事中のリスク対策として劣化コンクリート内部のPC鋼材は除去し、外ケーブルを配置する。
- 4) 応力が解放した既設部と無応力の新設部にプレストレスを与えるため、外ケーブルを追加配置する。

今後は、実工事で計測等を実施し、解析と比較するなど、応力再分配や増厚の効果等の検証を試みたい。

参考文献

1)伊川ら:PC橋における断面欠損による応力再分配の影響, 令和2年度土木学会全国大会第75回年次学術講演会, 2020.9 2)日本道路協会:道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, 2012.3 3)西日本高速道路株式会社:設計要領第二集 橋梁保全編, 2020.8

## 超高耐久床版 Dura-Slab の実用化に向けた実証橋の建設

|            |     |        |
|------------|-----|--------|
| 西日本高速道路（株） | 正会員 | ○松尾 祐典 |
| 西日本高速道路（株） | 正会員 | 和田 圭仙  |
| 三井住友建設（株）  | 正会員 | 狩野 武   |
| 三井住友建設（株）  | 正会員 | 内堀 裕之  |

### 1. はじめに

近年、日本では道路橋床版の劣化が深刻な社会問題になっており、高速道路橋では、大規模な更新を必要とする床版に対して、床版の取替工事を実施している。寒冷地や山間部における凍結防止剤散布量や海岸線における飛来塩分量が多い橋梁では、塩害によりコンクリート床版が劣化している。コンクリート床版は適切な維持管理が必要であるが、日本では今後ますます技術者不足や維持管理費・更新費の増加が深刻になると考えられる。そのため、将来の維持管理の負担をできるだけ小さくしていく必要があり、今後新設されるコンクリート床版は耐久性の高い床版構造が望まれる。このような社会的な背景を鑑み、鉄筋や PC 鋼材などの腐食する可能性のある鋼材を一切使用しない「超高耐久床版（以下、Dura-Slab）」を開発した<sup>1)</sup>。Dura-Slab の実用化に向けて、計画通り建設が可能であることや、床版本体及び接合部が設計で想定している通りの挙動となることを検証するため、実証橋を製作した。本稿では、施工手順を概説し、その結果について報告する。

### 2. Dura-Slab の概要

Dura-Slab は、設計基準強度  $80\text{N/mm}^2$  の高強度繊維補強コンクリートと緊張材としてアラミド FRP ロッドを使用し、鉄筋や PC 鋼材等の腐食する可能性のある材料を一切使用していないリブ付きのプレキャスト床版構造であり、二次製品工場で作製される。なおコンクリート内に混入する短繊維は非鉄製であり剥落防止効果もあるピニロン繊維としている。Dura-Slab 概要図（実証橋）を図-1 に示す。

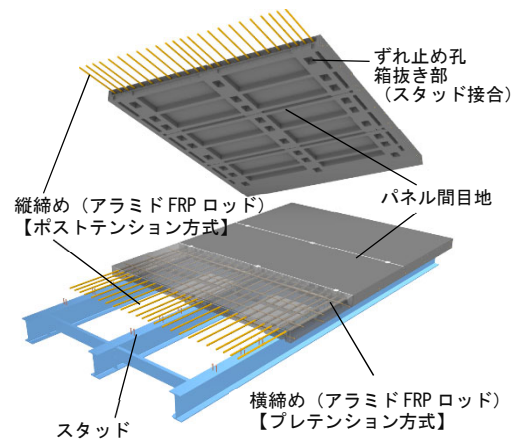


図-1 Dura-Slab 概要図（実証橋）

### 3. Dura-Slab の接合部

Dura-Slab は、耐久性確保のため床版上面には孔を設けないことをコンセプトとしている。図-3 のように床版下面にずれ止め孔の箱抜きを設け、スタッドと接合する。箱抜き周りに補強材が必要ないことを試験で確認している<sup>2)</sup>。また、図-4、写真-2②のように床版パネルを設置後、縦締めのジョイントを接合するために床版パネルをスライドする必要がある。ずれ止め孔の箱抜きの大きさはスライド量を考慮している。図-1 に示すパネル間目地の幅は、無収縮モルタルを確実に充填する隙間寸法から 30mm とした。スタッドによる鋼主桁との接合では、無収縮モルタルを鋼主桁のフランジと床版のすき間から注入し、水平目地およびスタッド箱抜き部を同時に無収縮モルタルで充填する。写真-1 のように透明な型枠を使用した試験体で全体に無収縮モルタルを充填できることを確認した。

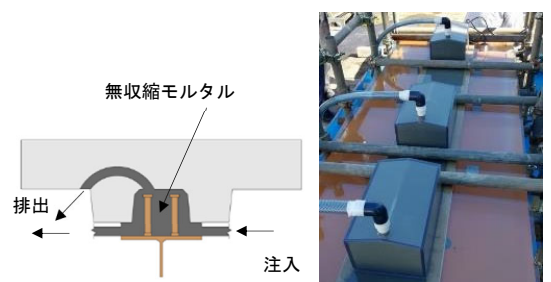


図-3 Dura-Slab 接合部（断面図）

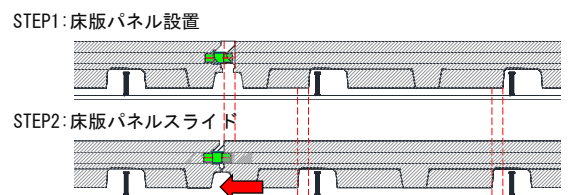


図-4 床版パネルのスライド

キーワード 超高耐久床版、実証橋、高強度繊維補強コンクリート、アラミド FRP ロッド、接合部  
連絡先 〒530-0003 大阪府大阪市北区堂島 1-6-20 堂島アンバザ 18F TEL : 06-6344-7392

#### 4. 実用化に向けた実証橋の建設

実証橋は、Dura-Slabの実用化に向け、施工性および構造全体の安全性を検証することを目的として建設した。大きさは、図-5のように橋長11.0m、支間10.0mの単径間3鋼主桁に、幅員6.0mの長さ2.47mの標準パネル2枚と長さ2.965mの端部パネル2枚のDura-Slabを架設した。床版パネル設置後は、床版間の目地を無収縮モルタルで打設し、9本束のアラミドFRPロッドを緊張後、縦締め孔を無収縮モルタルで充填し定着した。最後に、床版下側から水平目地およびスタッドのずれ止め孔箱抜き部を無収縮モルタルで同時に充填した。建設状況写真を写真-2に示す。

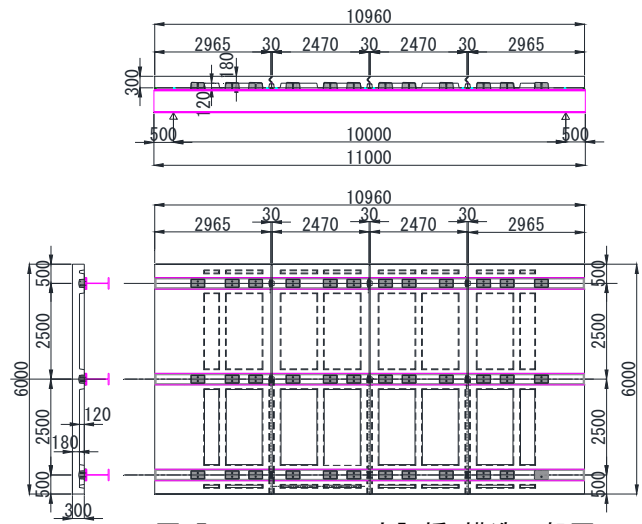


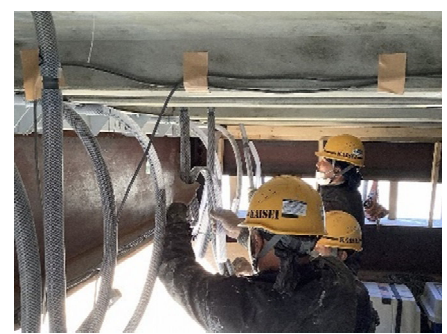
図-5 Dura-Slab 実証橋 構造一般図



①床版パネル架設状況



②床版パネル架設状況（スライド前）



③水平目地およびスタッド箱抜き部  
無収縮モルタル充填状況

写真-2 Dura-Slab 実証橋 建設状況

#### 5. 結果とまとめ

Dura-Slabの実証橋において、床版パネルの架設では床版パネルをスライドし、箱抜き孔とスタッドの干渉もなく計画通り設置することができた。次に、パネル間の目地の充填は漏れもなく計画通り施工でき、アラミドFRPロッドの緊張も直線配置のため摩擦0で管理でき計画通り緊張することができた。最後に、床版下側から水平目地およびスタッドの箱抜き孔の充填作業も、何点か小さい課題はあったが、無収縮モルタルが詰まることなく計画通り充填することができた。実証橋の完成写真を写真-3に示す。

Dura-Slab 実証橋の建設の課題として、製作時の脱枠がスムーズにできなかったことや、排気口ホースの配置が集中してしまったことや、床版下での注入作業では注入後のホースが固定しづらかったこと等が挙げられる。これらの課題を解決するとともに本施工試験の結果を活用し、世界初となるDura-Slabの高速道路への採用を目指す。

#### 参考文献

- 1) 福田雅人, 芦塚憲一郎, 狩野武, 三加崇: 超高耐久床版の疲労耐久性に関する実験的検討, 第26回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, 2017.10, pp555-558
- 2) Chamila Kumara Rankoth, Takeshi Karino, Yoshinori Wada, Yusuke Fujii: EXPERIMENTAL STUDY ON ULTRA HIGH DURABLE SLAB TO GIRDER JOINT IN STEEL PLATE GIRDER BRIDGES, 第29回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, 2020.10, pp347-350



実証橋全景（スロープ埋め戻し）



橋面全景

写真-3 Dura-Slab 実証橋 完成写真

## 超高耐久床版 Dura-Slab の実用化に向けた実証橋の載荷試験

三井住友建設 (株) 正会員 ○狩野 武  
西日本高速道路 (株) 正会員 松尾 祐典  
西日本高速道路 (株) 正会員 和田 圭仙  
三井住友建設 (株) ランコス チャミラ

### 1. はじめに

近年、日本では道路橋床版の劣化が深刻な社会問題になっており、高速道路橋では、大規模な更新を必要とする床版に対して、床版の取替工事を実施している。寒冷地や山間部における凍結防止剤散布量や海岸線における飛来塩分量が多い橋梁では、塩害によりコンクリート床版が劣化している。コンクリート床版は適切な維持管理が必要であるが、日本では今後ますます技術者不足や維持管理費・更新費の増加が深刻になると考えられる。そのため、将来の維持管理の負担をできるだけ小さくしていく必要があり、今後新設されるコンクリート床版は耐久性の高い床版構造が望まれる。このような社会的な背景を鑑み、鉄筋や PC 鋼材などの腐食する可能性のある鋼材を一切使用しない「超高耐久床版 (以下、Dura-Slab)」を開発した<sup>1)</sup>。

実用化に向けて実証橋を建設し、車両により荷重載荷を行い、設計の検証を行った。本稿では、3 か月間の供用の前後で行った載荷試験について報告する。

### 2. Dura-Slab 実証橋の概要

Dura-Slab は、設計基準強度  $80\text{N/mm}^2$  の高強度繊維補強コンクリートと緊張材としてアラミド FRP ロッドを用い、鉄筋や PC 鋼材といった腐食する可能性のある材料を一切使用していないリブ付きのプレキャスト床版構造である。床版はせん断抵抗部材ではないため、ピニロン繊維補強コンクリートとした。実証橋の構造概要を図-1 に示す。

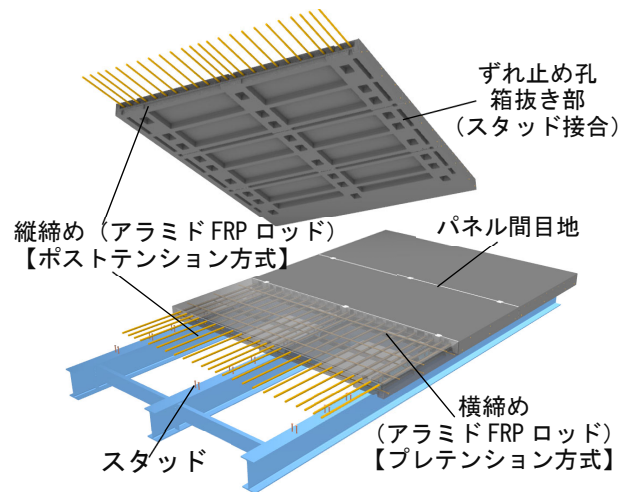


図-1 : Dura-Slab 概要図 (実証橋)

### 3. 実証橋計測機器の配置および載荷試験

実証橋に設置した計測機器の配置を図-2 に示す。計測項目は中央桁鉛直変位 (V1~V3)、鋼桁間の床版鉛直変位 (V4~V9)、鋼桁-床版の橋軸方向の相対ずれ (D1~D6)、中央桁端部の床版鋼桁接合部のスタッドひずみ (S1~S4) および中央鋼桁断面 A-A の橋軸方向の床版ひずみ (C1)/鋼桁ひずみ (K1,K2) である。

建設後および 3 か月間供用後に実証橋の構造性能を確認するために、車両による静的載荷試験を 2 回実施した。載荷は 65 t ラフテレーンクレーン (後輪 : 19885kg 前輪 : 19710kg) を使用した。載荷位置は、橋軸直角方向については中央とし、橋軸方向には車両の後輪を基準としリブ付き床版のりブ上、パネル間目地およびりブ間に着目して 10

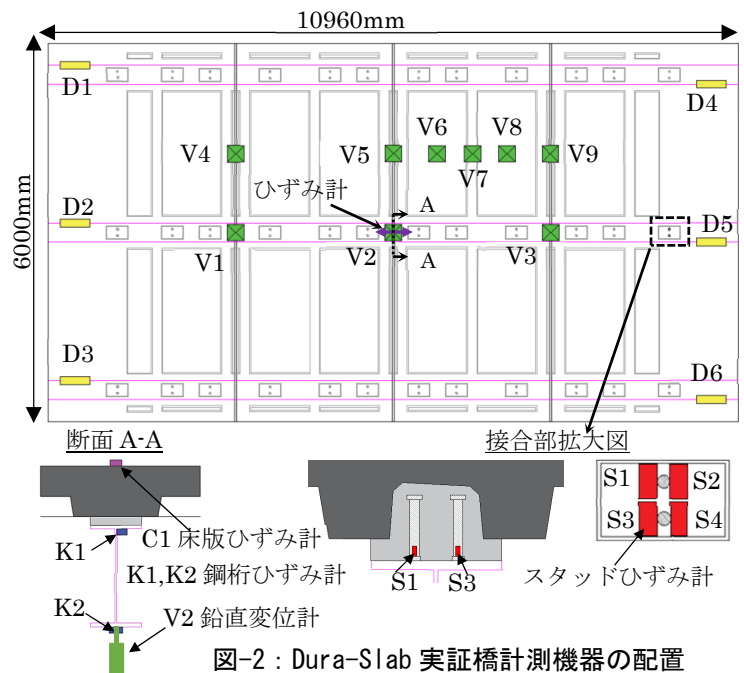


図-2 : Dura-Slab 実証橋計測機器の配置

キーワード 超高耐久床版、載荷試験、高強度繊維補強コンクリート、アラミド FRP ロッド、接合部  
連絡先 〒104-0051 東京都中央区佃 2-1-6 TEL : 03-4582-3121

箇所とした。載荷ケースにおける橋軸方向の後輪の位置を図-3に示す。3か月の供用期間に実証橋を通過した車両の台数は1170台であった。車両の種類はダンプトラックであった。載荷試験における実証橋の挙動は線形FEM解析を使って算出した。

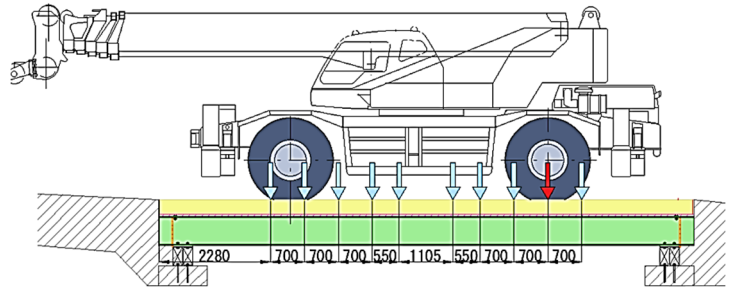


図-3：Dura-Slab 実証橋載荷位置

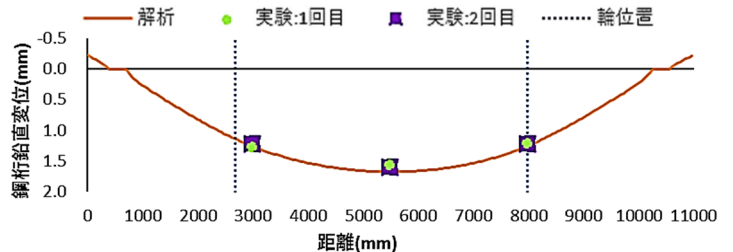


図-4：中央鋼桁の鉛直変

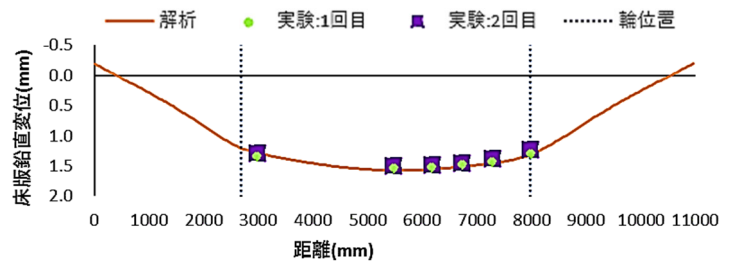


図-5：床版鉛直変

#### 4. 計測結果

クレーンの重心が支間中央にある場合に中央の鋼桁の変位が最大になった。その場合の載荷試験1,2回目の中央の鋼桁変位と床版変位の計測値およびFEM解析結果を図-4と図-5に示す。図-6に橋軸方向のひずみの計測値と解析結果を示す。供用前後での支点沈下を考慮した載荷試験の床版および鋼桁の鉛直変位はほとんど変化せず、解析結果とほぼ一致した。図-6の中央鋼桁の橋梁中央断面のひずみ分布が線形形状であることから、断面は合成断面として挙動していると考えられる。また、1回目および2回目のひずみ分布にはほとんど変化が無かった。

次に、鋼桁-床版接合部の挙動について述べる。2回目の載荷試験における鋼桁と床版の相対ずれおよびスタッドひずみを図-7および図-8に示す。相対ずれは鋼桁に対して床版が長くなる場合が正である。接合部の要素実験<sup>2)</sup>によると接合部降伏時の相対ずれは0.59mm、スタッドひずみは1390 $\mu$ であり、載荷試験時の鋼桁-床版ずれ量およびスタッドひずみは要素試験での降伏点よりも十分小さく弾性挙動を示した。安全率はそれぞれ4.8および4.9となり、一般にずれ止めスタッドの設計では降伏に対して3程度の安全率となっており、実証橋の鋼桁-床版接合部は十分に安全であると言える。

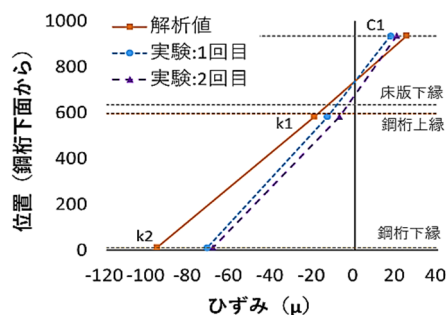


図-6：中央鋼桁支間中央断面のひずみ分布

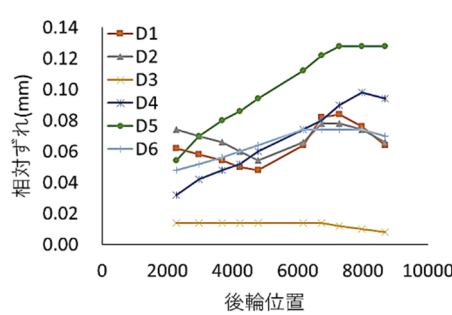


図-7：鋼桁-床版の橋軸方向の相対ずれ

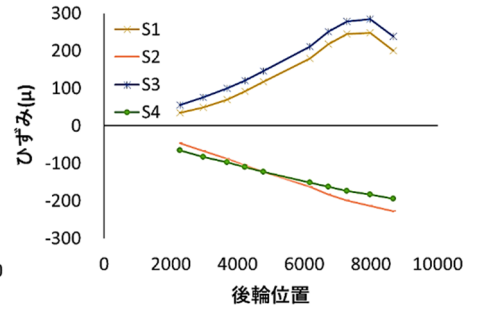


図-8：スタッドひずみ

#### 5. まとめ

Dura-Slab 実証橋の載荷試験結果から、設計の妥当性および接合部の安全性が十分高いことを確認することができた。今後はこれらの成果を活用し、世界初となるDura-Slabの高速道路への採用を目指す。

#### 参考文献

- 1) 福田雅人, 芦塚憲一郎, 狩野武, 三加崇: 超高耐久床版の疲労耐久性に関する実験的検討, 第26回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, 2017.10, pp555-558
- 2) ランコス チャミラ クマラ, 狩野武, 和田圭仙, 藤井雄介: Experimental study on ultrahigh durable slab to girder joint in steel plate girder bridges, 第29回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム, 2020.10, pp347-350(英語)

## 超高耐久橋梁「別壱谷橋」の建設

|            |     |        |
|------------|-----|--------|
| 三井住友建設（株）  | 正会員 | ○藤岡 泰輔 |
| 西日本高速道路（株） |     | 安部 博之  |
| 西日本高速道路（株） | 正会員 | 芦塚 憲一郎 |
| 三井住友建設（株）  | 正会員 | 永元 直樹  |

### 1. はじめに

わが国では、社会インフラの高齢化による維持管理・更新費の増大、少子高齢化による技術者不足が深刻化している。そのため、今後整備する社会インフラは、より耐久性に富んだ構造とし、将来における負担を極力低減することが重要となる。このような背景を鑑み、従来のコンクリート道路橋が抱える鋼材腐食に伴う著しい耐久性の低下に対し、抜本的な解決策を講じることを目的として超高耐久橋梁の開発を進めてきた。すなわち、鉄筋やPC鋼材を補強材としての選択肢から一切排除することでメンテナンスコストを極小化し、非腐食材料のみで構造を成立させることで半永久的に使用できるサステナブルな橋梁を目指す<sup>1), 2), 3), 4)</sup>。

本稿では、超高耐久橋梁がはじめて適用された高速道路橋「別壱谷橋」の建設について報告する。

### 2. 超高耐久橋梁の概要

超高耐久橋梁は、蝶形のコンクリート製パネルを用いたバタフライウェブ構造を箱桁腹板に有する橋梁で、主桁の作用せん断力をパネル内で圧縮力と引張力に分解することで、せん断補強鉄筋の配置を回避する合理的な設計を行っている。この完全非鉄製のバタフライウェブ構造は、せん断強度や引張強度を高めるため粗骨材と高強度の鋼繊維の双方を配合した高強度繊維補強コンクリートの開発やバタフライパネルと上下床版との新たな接合構造の開発等により実現している。死荷重や活荷重作用時に発生する曲げモーメントや軸力に対しては、アラミドFRPロッド（以下、AFRPロッド）を緊張材として配置することで制御し、如何なる引張応力に対しても鋼部材を補強材として一切配置せず、完全非鉄の構造を成立させている。

### 3. 別壱谷橋の橋梁概要

別壱谷橋の橋梁概要を図-1に示す。別壱谷橋は、桁長26.5m、支間長25.5m、全幅員11.55mの単純桁で、急峻な山岳地かつ供用中の高速道路横での架設条件のもとで構造や架設工法を検討した。現場作業の省力化および生産性向上を図る目的から、超高耐久橋梁はプレキャストセグメント工法を原則としており、別壱谷橋でも同工法を採用した。

セグメントは、公道における輸送重量の制限から30t未満で割付けるため、重量100tを超える端部部セグメントは3分割構造で製作・輸送し、架設した後にセグメント内部にコンクリートを打設することで一体化、支点横桁を構築する構造と施工法を採用した。

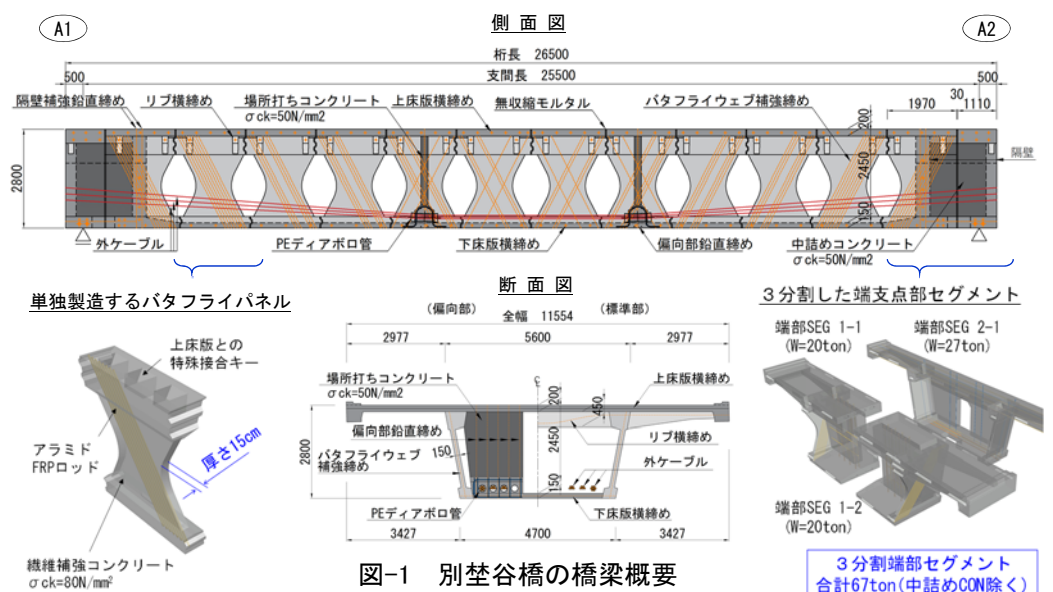


図-1 別壱谷橋の橋梁概要

3分割端部セグメント  
合計67ton(中詰めCON除く)

キーワード バタフライウェブ、高強度繊維補強コンクリート、アラミドFRPロッド、セグメント

連絡先 〒104-0051 東京都中央区佃二丁目1番6号 三井住友建設(株)技術本部 TEL03-4582-3120(代表)



#### 4. セグメントの架設

セグメントは、A2側に設置した高速道路本線からの進入路を利用しトレーラにて搬入した。セグメントの架設は、トラス梁を用いた固定式支保工架設工法を採用した。220tクレーンを用いて支保工上に組み立てた移動台車にセグメントを架設し、A1側へ送り出した。セグメントの吊上げは、床版劣化の要因を徹底的に排除するため、床版に貫通孔を設けない吊り装置を開発し、使用した(図-2、図-3)。ここで、図-1に示す単独製造されるバタフライパネルには、セグメント継目に必要なせん断キーが一体化されている。このため、セグメントはマッチキャスト方式での製造が困難であることから、セグメント架設後、セグメント間に超低収縮・超高強度型モルタルを充填し接合する手法を今回採用した。

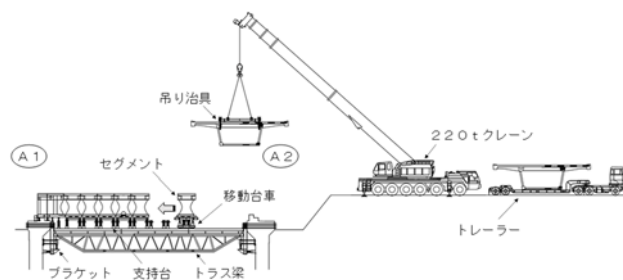


図-2 別壱谷橋のセグメント架設図

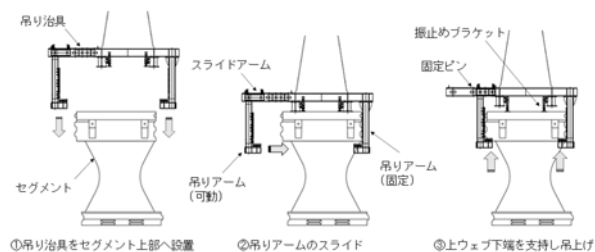


図-3 別壱谷橋のセグメント吊り装置

その後、AFRPロッドを外ケーブル構造として配置し緊張し、セグメントを一体化した。別壱谷橋で配置したAFRPロッドは過去最長ケーブルと施工実績もなく、かつ弾性係数がPC鋼材の1/4程度と緊張によるケーブルの伸び量が大きくなるため、専用のジャッキを開発し適用した。

#### 5. プレキャスト壁高欄の施工

車両用防護柵には、ガラス繊維FRPロッドを鉄筋の代替に配置したコンクリート製プレキャスト壁高欄を開発し適用した。本製品は、高速道路の設計要領に規定されているRC壁高欄と同等以上の安全性であることを衝突実験で確認している。壁高欄と床版および壁高欄同士の接合方法は、他方の部材に設けた箱抜き孔に壁高欄から突出させたガラス繊維FRPロッドを挿入、その間隙部に超高強度型無収縮モルタルを充填し一体化する構造である(写真-1)。



写真-1 壁高欄の架設

#### 6. おわりに

超高耐久橋梁は、日本建設業界における特有の課題に対し、社会インフラおよび日本経済を持続可能にする一つのツールとして2010年から開発を進めてきた。そして今回、プレストレストコンクリート技術が普及して以来、はじめて完全非鉄のプレストレストコンクリート橋を別壱谷橋に実現した。本プロジェクトにおいて培われた多様な知見から、更に今後は多径間連続桁や床版取替え工事への展開や普及に向けて検討を進めていく。



写真-2 別壱谷橋

#### 参考文献

- 1) 永元直樹, 大城壮司, 松井隆行, 春日昭夫: 将来的な維持管理性の向上を目指した「超高耐久橋梁 (Dura-Bridge)」の開発, 土木学会第 68 回年次学術講演会, CS7-013, 2013. 9
- 2) 福田雅人, 緒方辰男, 永元直樹, 浅井洋: 超高耐久橋梁実証橋の施工と実橋載荷実験, 土木学会第 71 回年次学術講演会, CS6-017, 2016. 9
- 3) 芦塚憲一郎, 福田雅人, 藤岡泰輔, 永元直樹: 超高耐久橋梁 (Dura-Bridge) の実証橋モニタリングと実用化への評価, 土木学会第 73 回年次学術講演会, CS3-023, 2018. 8
- 4) 藤岡泰輔, 芦塚憲一郎, 横山和昭, 永元直樹: 超高耐久橋梁 (Dura-Bridge) の実用化に向けた別壱谷橋の設計, 土木学会第 75 回年次学術講演会, CS3-18, 2020. 9