

# 新東名高速道路 Uコンポ橋の設計・施工

## — 生産性向上を目指した更なる合理化検討 —

山口 岳思\*1・紙永 祐紀\*2・小澤 裕史\*3・鶴林 悠太\*4

新東名高速道路の新御殿場 IC 付近に位置するぐみ沢上、ぐみ沢下、杉名沢第一高架橋の3連の高架橋は、総延長約 2.7 km、70 径間を有する多径間連続桁橋である。橋梁形式の選定にあたり、架橋地点が比較的平坦な地形が連続しており、橋脚を一定間隔で配置することが容易であったことから、効率的な施工性や経済性に有利な形式である「PC 連続 U コンポ橋」を採用した。また、架設方法には、現場内で製作したプレキャスト桁を運搬し、架設ガーダーにより一括架設する U 桁リフティング架設工法とした。本稿は、本橋で実施した U コンポ橋で特有となる設計および従来構造に対して生産性向上を目指した更なる合理化検討、橋梁付属物の高耐久化検討について報告するものである。

キーワード：U 桁リフティング架設工法、セッティングビーム、ハーフプレキャストセグメント

### 1. はじめに

本工事は、新東名高速道路の新御殿場 IC～御殿場 JCT 間に位置する総延長約 2.7 km の連続した3連の多径間連続桁橋で、ぐみ沢上高架橋、ぐみ沢下高架橋、杉名沢第一高架橋の上下線を、3つのべつ工事として施工したものである。なお、橋梁名は工事中名称である。本橋の構造形式は、PC 連続 U コンポ橋で現場内で製作したプレキャスト桁を運搬し、架設ガーダーにより一括架設する U 桁リフティング架設工法（以下、一括架設工法）を採用した（写真 - 1）。3 橋で 70 径間ある大規模延長橋梁を、決められた工期内で完成することが求められたなか、同種橋梁を施工する隣接した3工事であることの利点を最大限に活かすため、一括架設工法の更なる合理化に取り組んだ。

本稿では、U コンポ橋で特有となる、プレキャスト桁と場所打ち床版との合成桁の設計、場所打ち床版の温度応力検討、主桁における調整目地部の設計、および桁の運搬、吊上げ、架設など施工時の検討について報告する。

また、当該工法はこれまで生産性の高い工法として施工実績を増やしており、プレキャスト桁を簡素化したことによる製作性の向上と、セッティングビームを併用した一括架設の採用など更なる合理化の取組み内容について報告する。

さらに、橋梁付属物の高耐久化の取組みとして、国内有数の重交通路線に対する大規模な鋼製フィンガージョイントのフィンガー付根における疲労耐久性検討、および凍結防止剤の散布路線に対する壁高欄の塩害耐久性検討を行った内容についても報告する。

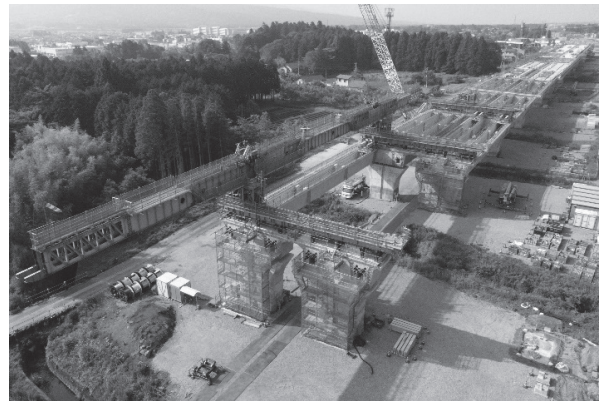


写真 - 1 施工状況全景

### 2. 橋梁概要

#### 2.1 工事概要

本橋は3工事で構成されており、各工事の橋梁諸元を表 - 1 に、全体平面図を図 - 1 に示す。それぞれの工事で1橋の上下線の施工を行うもので、3橋とも橋長が約 900 m 程度の PC 多径間連続桁橋である。標準的な支間長は 40.0 m で、交差道路部における最大支間長は 43.0 m である。

橋脚部断面図を図 - 2 に、標準断面図を図 - 3 に示す。架橋位置は平坦な地形であることから、下部工は 5.5 m ～ 13.7 m の低橋脚となっており、上下線は分離した構造となっている。有効幅員は上下線ともに 9.5 m で、桁高 2.8 m の 2 主箱桁橋である。平面線形は全橋に渡り逐次変化する、橋梁ごとに横断勾配が -2.5 % ～ +2.5 % へ変化する。

#### 2.2 U コンポ橋一括架設工法の特徴

本橋で採用した架設工法は、U 形断面のプレキャスト桁

\*1 Takeshi YAMAGUCHI：中日本高速道路(株) 東京支社 建設事業部 構造技術課 課長代理

\*2 Yuki KAMINAGA：三井住友建設(株) 土木本部 橋梁構造設計部 企画設計グループ長

\*3 Hiroshi OZAWA：三井住友建設(株) 土木本部 橋梁構造設計部

\*4 Yuta TSURUBAYASHI：三井住友建設(株) 土木本部 橋梁構造設計部

表 - 1 工事概要

| 工事名  | 新東名高速道路<br>杉名沢第一高架橋 (PC 上部工) 工事  | 新東名高速道路<br>ぐみ沢下高架橋 (PC 上部工) 工事   | 新東名高速道路<br>ぐみ沢上高架橋 (PC 上部工) 工事  |
|------|--|--|---|
| 発注者  | 中日本高速道路(株) 東京支社  | 中日本高速道路(株) 東京支社  | 中日本高速道路(株) 東京支社   |
| 施工者  | 三井住友建設・日本ピー・エス・極東興和 JV   | 三井住友建設・日本ピー・エス・極東興和 JV   | 三井住友建設・川田建設・ドービー建設工業 JV   |
| 工期   | 平成 29 年 6 月 8 日～令和 3 年 1 月 17 日  | 平成 28 年 10 月 15 日～令和 2 年 5 月 28 日  | 平成 29 年 1 月 25 日～令和 2 年 9 月 5 日   |
| 橋長   | 852.5m   | 951.0m   | 899.0m  |
| 有効幅員 | 9.50m (上下線・暫定形)  | 9.50m (上下線・暫定形)  | 9.50m (上下線・暫定形)   |
| 概要   | 形式<br>[上り線] PC 23 径間連続 U コンボ橋<br>[下り線] PC 23 径間連続 U コンボ橋   | [上り線] PC 24 径間連続 U コンボ橋<br>[下り線] PC 24 径間連続 U コンボ橋                             | [上り線] PC 22 径間連続 U コンボ橋<br>[下り線] PC 23 径間連続 U コンボ橋  |
|      | 支間 (m)<br>[上り線]<br>3@40.0+32.5+3@40.0+2@32.5+2@40.0<br>+2@32.5+3@40.0+2@32.5+3@40.0+2@32.5<br>[下り線]<br>40.0+32.5+5@40.0+3@32.5+2 @ 40.0+32.5<br>+6@40.0+4@32.5 | [上り線]<br>12@40.0+2@32.5+4@40.0+6@41.0<br>[下り線]<br>12@40.0+2@32.5+4@40.0+6@41.0 | [上り線]<br>4@41.0+7@40.0+6@41.0+3@43.0+2@40.0<br>[下り線]<br>4@41.0+7@40.0+6@41.0+34.25+32.5+43.0<br>+2@32.5+34.25 |

※橋梁名は工事中名称としている

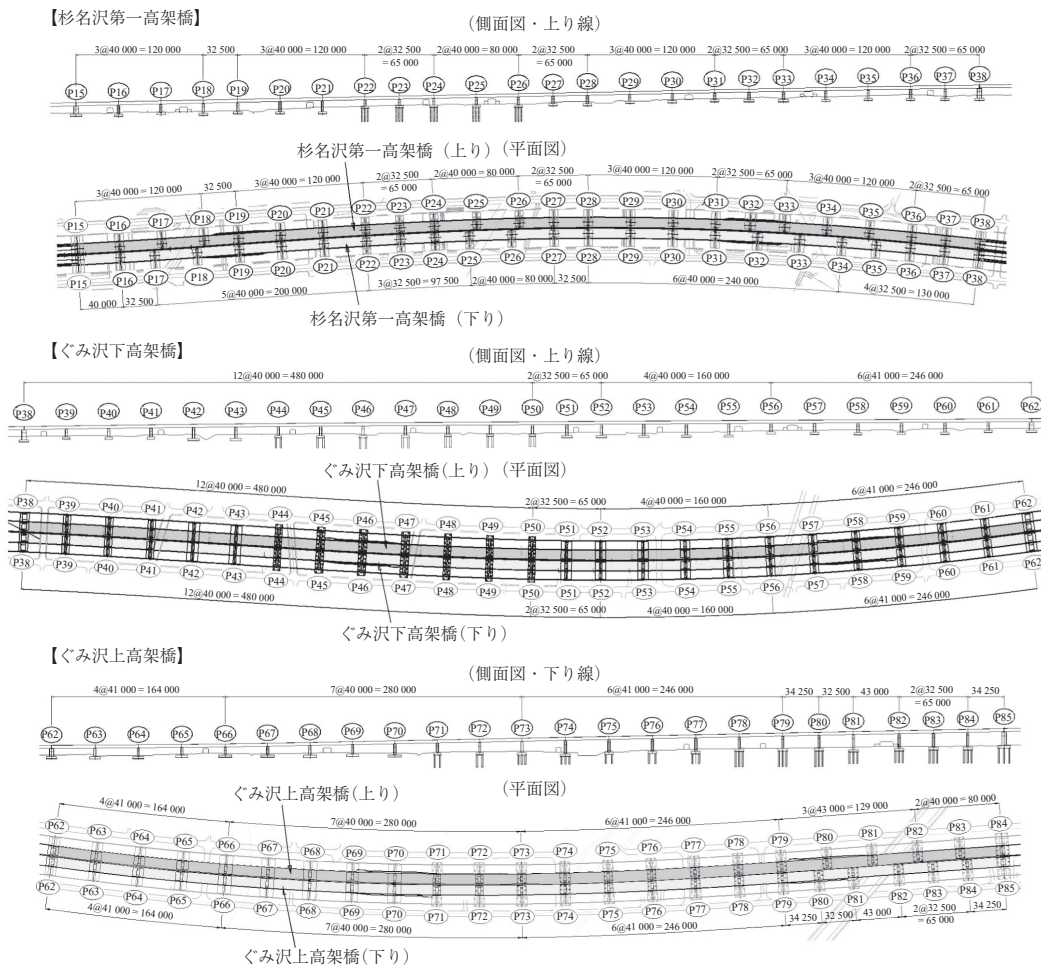


図 - 1 全体平面図

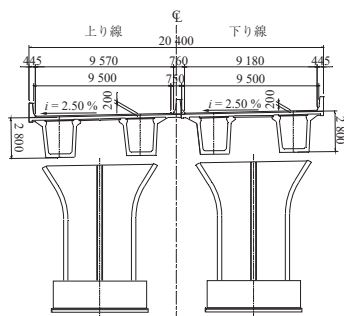


図 - 2 橋脚部断面図

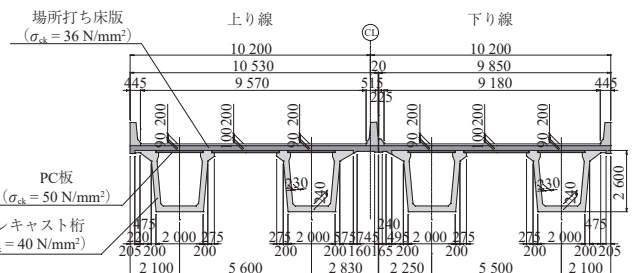


図 - 3 標準断面図

を架設ガーダーを用いて一括架設する U 桁リフティング架設工法である。支間や桁高が比較的均一で大規模な連続高架橋の施工に適している。場所打ち床版は、埋設型枠となる PC 板を用いた合成床版とすることにより、施工合理化と高品質化を図ることが可能である。これらのことから、本橋の施工では、全橋にわたり本工法を採用した。

架設工法概要を図 - 4 に示す。施工手順は、まずは先行施工した柱頭部に架設ガーダーを設置し、プレキャスト桁を架設する。その後、PC 板を敷設し、床版を場所打ち施工する。プレキャスト桁は、現場内の製作ヤードで 1 支間分を一括で製作し、架設するため、固定支保工を用いた場所打ち施工とした場合に必要となる型枠支保工の組立解体作業が不要となり、現場施工の省力化および急速施工が可能となる。

また、橋体の上床版をあと施工とし、架設するプレキャスト桁を U 形状として重量を軽減するとともに、1 支間を一括架設することにより橋脚に近い位置で吊り上げることで、スパンバイスパン架設工法と比べて架設ガーダーに作用する曲げモーメントを約 1/6 に低減でき、架設ガーダーの重量を軽量化できる。

さらに、現場でプレキャスト桁を製作することで、工場製作とした場合の大型トレーラーなどの運搬車両が不要なことから、周辺環境への影響が軽減され、プレキャスト桁の製作と架設を連続して行うため、広大なストックヤードが不要となる。

上記のような特徴により、本工法では、周辺環境への負荷を軽減し、場所打ち施工と同程度の工費としながら大幅な工程短縮が可能となる。

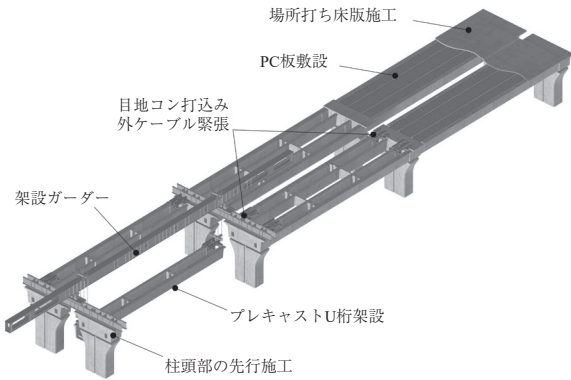


図 - 4 U 桁リフティング架設工法概要

### 3. U コンポ橋特有の設計

#### 3.1 合成桁の設計

##### (1) 設計概要

本橋は、図 - 3 に示すとおりプレキャストとなる U 桁と場所打ち床版とが一体となった構造であることから、合成断面で荷重抵抗する合成桁として、平成 24 年道路橋示方書<sup>1)</sup> (以下、道示) を準拠して設計を行った。

また、床版部は PC 板を用いた合成床版として、「PC コンポ橋の設計施工の手引き」<sup>2)</sup> を準拠して設計を行った。PC 板は橋軸直角方向に凹凸を有する構造であり、横方向

の設計では抵抗断面として機能するが、主方向には抵抗断面とみなさず、荷重として取り扱っている。

##### (2) 横方向の設計

横方向の設計は、PC 板との合成床版として設計を行った。床版詳細図を図 - 5 に示す。PC 板の厚さは、プレキャスト桁上を 90 mm、支持支間が大きいプレキャスト桁間を 100 mm とした。活荷重による設計曲げモーメントは道示に準じ、支間中央の設計荷重時の正曲げモーメント最大時に対してフルプレストレスとなるように、プレテンション PC 鋼材としてシングルストランド 1S9.3 を標準の 1.0 m 幅において 8 本を配置した。場所打ち床版は厚さ 200 mm の鉄筋コンクリート構造とし、支点上における設計荷重時の負曲げモーメントに対して鉄筋応力度を満足する必要鉄筋量を算出した。

ウェブおよび下床版の設計における断面力算出では、ボックスラーメンモデルを用いて、施工ステップを考慮した構造解析を行った。断面力算出に用いた解析モデルを図 - 6 に示す。施工ステップを考慮した U 桁モデルと完成モデルを使用して、各状態における荷重を載荷して断面力を算出し、鉄筋コンクリート構造として許容鉄筋応力度を満足する必要鉄筋量を算出した。

##### (3) 主方向の設計

主方向の設計は、合成桁として設計を行った。標準施工ステップと PC 鋼材配置を図 - 7 に、PC 鋼材配置概要図を図 - 8 に示す。プレキャスト桁には、製作後の運搬、

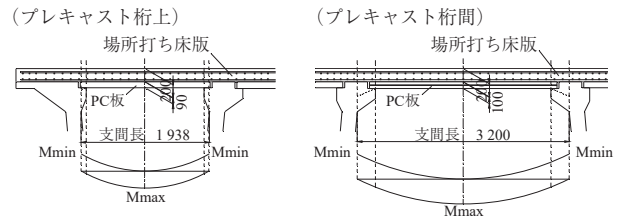


図 - 5 上床版部詳細図

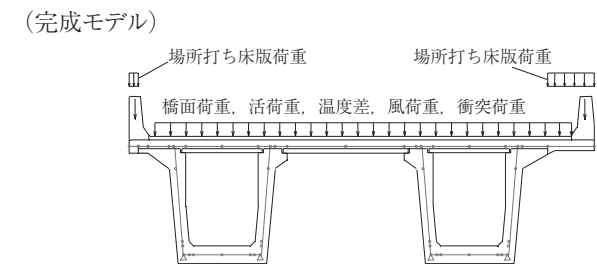
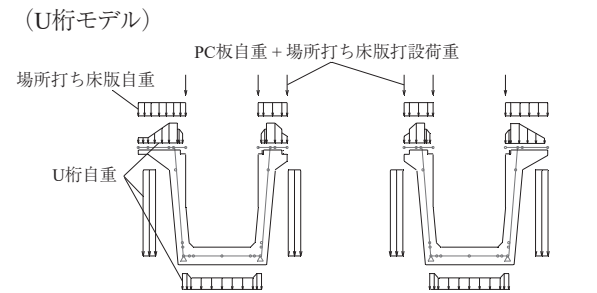


図 - 6 ウェブ・下床版設計の解析モデル



吊上げに対する施工時の安全性を考慮して、下床版内ケーブル 12S12.7 を支間長に応じて 2 本～ 4 本配置した (図 - 7(a))。外ケーブル 12S15.2 は 1 室に 4 本配置しているが、そのうち 2 本はプレキャスト桁架設後に柱頭部と固定するための 1 次外ケーブル (図 - 7(b)) として、プレキャスト桁の両端部に設けた場所打ち調整目地コンクリート施工後に単径間配置で緊張した。下床版内ケーブルと 1 次外ケーブルのプレストレスによりプレキャスト桁架設後に施工する PC 板、場所打ち床版の荷重を支持している。外ケーブルの残り 2 本の 2 次外ケーブル (図 - 7(c)) は、場所打ち床版を含む全断面にプレストレスによる圧縮力を導入するため、2 径間分の場所打ち床版施工後の緊張とした。

主桁応力は、各荷重作用時の抵抗断面の変化を考慮し、プレキャスト桁と場所打ち床版のクリープ・乾燥収縮差を考慮した合成桁として検討を行った。ひび割れ制御方法は NEXCO 設計要領<sup>3)</sup>を参考に、施工時および完成時の温度変化時を含めた死荷重時は方法 B (ひび割れ発生限界) とし、設計荷重時は方法 A (ひび割れ幅制御) とした。ただし、後述するように調整目地はフルプレストレスとしている。

(4) 温度応力解析

施工における初期ひび割れの発生リスクを軽減し、床版

の耐久性を確保するため温度解析を実施した。コンクリートの配合として、膨張材有無の比較を行った。温度解析結果の応力分布 (橋軸直角方向) を図 - 9 に示す。膨張材無しの場合、コンクリートの収縮が既設柱頭部に拘束され、直角方向に 3.02 N/mm<sup>2</sup> の引張応力が生じ補強鉄筋として D25 が必要となる。一方、膨張材有りの場合は引張応力が 2.07 N/mm<sup>2</sup> と緩和され、補強鉄筋も D22 まで低減した。床版の鉄筋として D25 は配置不可であることから、膨張材を使用することとし、温度応力に対して D22 の補強鉄筋を配置した。また、床版中央部について、膨張材無しとした場合、PC 板による拘束で全体的に 1.0 N/mm<sup>2</sup> 以上の温度応力が発生するが、膨張材によって全体的に引張応力が解消した。

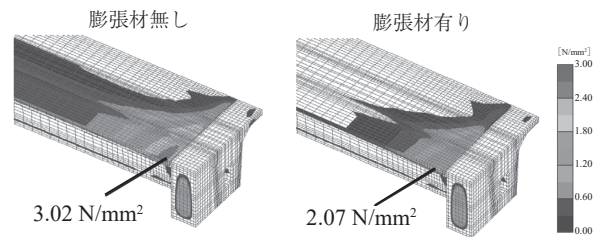
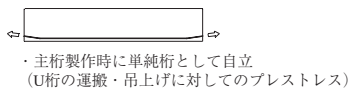
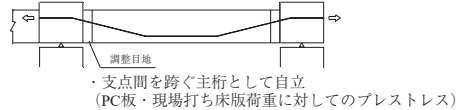


図 - 9 温度解析結果の応力分布

(a) 内ケーブル (12S12.7 2~4本)



(b) 1次外ケーブル (12S15.2 2本)



(c) 2次外ケーブル (12S15.2 2本)

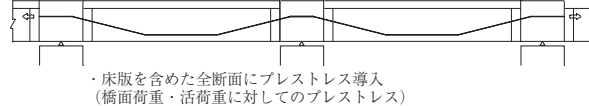


図 - 7 標準施工ステップと PC 鋼材配置

(5) 桁と床版の結合部の設計

本橋は、プレキャスト桁と場所打ち床版が一体となった合成桁として荷重に抵抗する構造であることから、道示に準じてずれ止め筋の検討を行った。鉛直方向のせん断力と、クリープ・乾燥収縮などの材齢差および温度差により生じる水平せん断力を考慮して、プレキャスト桁と場所打ち床版の接合面に生じるせん断応力と必要鉄筋量を検討した。

接合面のせん断応力は、道示に規定されている許容応力度以下であることを確認したものの、橋長が長く結合部におけるせん断力が大きくなることに配慮してずれ止め鉄筋を配置した。ずれ止め鉄筋の配置図を図 - 10 に示す。配置鉄筋量にはスターラップを考慮するものとし、必要鉄筋量が不足する分に対しては、プレキャスト桁の張出し床版部にずれ止め用の鉄筋を追加配置した。

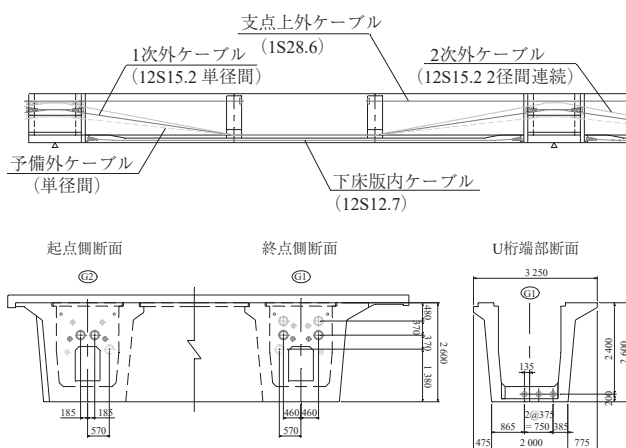


図 - 8 PC 鋼材配置概要図

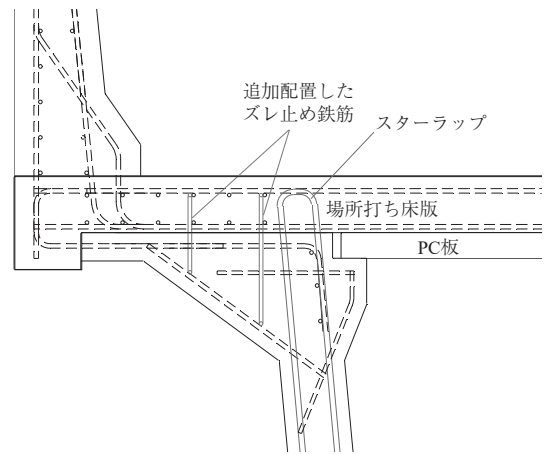


図 - 10 ずれ止め鉄筋配置図

### 3.2 調整目地部の設計

#### (1) せん断キ-

プレキャスト桁の両端部の調整目地部では、軸方向鉄筋が連続しないことからウェブ断面にせん断キを設けた。せん断キ配置図を図 - 11 に示す。せん断キの設計は架設時と終局荷重時について行った。架設時に作用するせん断力に対してはせん断キのみで抵抗するものとし、道示に示されている許容せん断応力  $1.5 \text{ N/mm}^2$  以下となるようにせん断キの形状と箇所数を決定した。

終局荷重時の検討は、ねじりモーメント最大時とせん断力最大時の両ケースについて検討を行った。目地部は支点部付近にあることから負曲げ範囲のため、抵抗するせん断キは引張域となる上縁側は考慮せず圧縮域だけを考慮し、コンクリート標準示方書<sup>4)</sup>に準じてせん断伝達耐力が作用せん断力よりも大きいことを確認した。

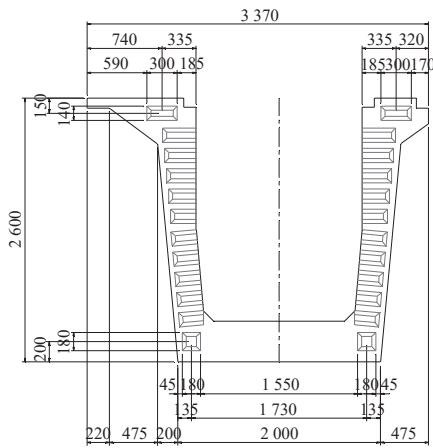


図 - 11 せん断キ配置図

#### (2) 場所打ち調整目地

平面線形による支間長の変化と施工誤差に対応するため、プレキャスト桁の両端部に  $100 \sim 200 \text{ mm}$  の調整目地を設けた。あと施工となる場所打ち床版の橋軸方向鉄筋は連続しているが、U形断面の鉄筋は連続していないことから、架設時および完成時においてもフルプレストレスとなるように設計を行い、外ケーブル 12S15.2 で圧縮応力が不足する箇所は、支点上の補強 PC 鋼材として、外ケーブル方式の 1S28.6ECF ストランドを配置した。調整目地にはひび割れ防止対策のため、膨張材入りの繊維補強コンクリート（設計基準強度  $\sigma_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$ ）を使用し、スタラップを配置した。

### 3.3 施工時の検討

#### 3.3.1 運搬・吊上げ時の検討

プレキャスト部材を用いた架設は、場所打ち施工と異なり、施工時検討の一時的な状態として、プレキャスト桁の吊上げ時の主桁応力の照査が必要である。運搬時は、従来の施工実績を参考として検討は省略しているが、本橋では、施工の更なる合理化のために、(1) 張出し床版部のプレキャスト化、(2) セッティングビームを併用した一括架設を採用しており、これらの影響を踏まえて FEM 解析による検討を行った。

#### (1) 張出し床版のプレキャスト化による影響

場所打ち床版部の施工の合理化のため、張出し床版をプレキャスト桁として施工しておく構造とした。これにより場所打ち床版施工時に張出し部の支保工・型枠が不要となり施工の省力化が図れる。張出し床版のプレキャスト化によって断面が非対称となることで図心軸が回転し、張出し側のウェブ下端に生じる引張応力が大きくなる。

#### (2) セッティングビームを併用した一括架設による影響

4.3 で後述するセッティングビームを併用した一括架設であることから、セッティングビームの重量および支持点反力により曲げモーメントが大きくなり引張が増大する。

これら、(1) および (2) を踏まえた吊上げ時の解析モデルと解析結果を図 - 12 に示す。支間中央で張出し側のウェブの下端に方法 B（ひび割れ発生限界）<sup>3)</sup> を超える引張応力が発生した。そのため、下床版内ケーブルを張出し側に偏心させて配置し、外ケーブルの通過孔を活用して偏向部に仮設鋼材（総ネジ PC 鋼棒  $\phi 32 \times 2$  本）を配置し緊張した（図 - 13）。仮設鋼材は 1 次外ケーブルの緊張後に解放、撤去した。

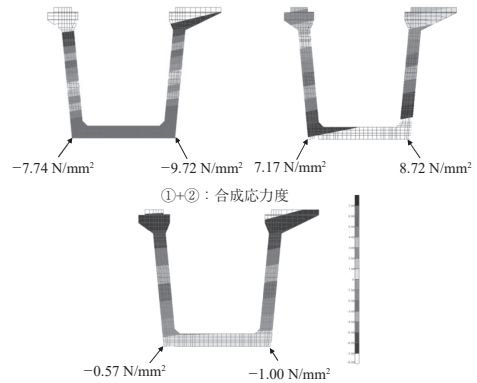
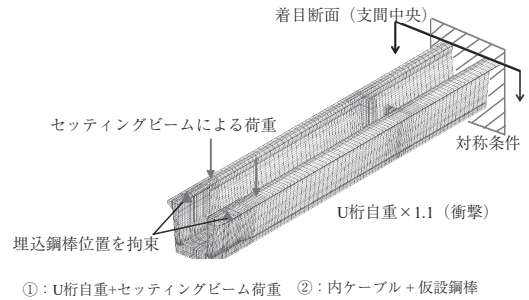


図 - 12 吊上げ時の解析モデルと応力分布

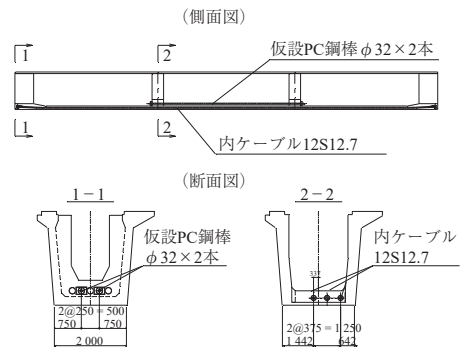


図 - 13 下床版内ケーブルと仮設鋼材配置図

### 3.3.2 架設・仮固定時の検討

本橋では、架設方法の合理化のためにプレキャスト桁を柱頭部に仮固定する方法としてセッティングビームを活用する方法を採用している。セッティングビームによる仮固定方法では、図 - 14 に示すとおり固定する柱頭部の取付け部を力点とし、吊桁の2箇所の取付け部が支点および作用点となる。

仮固定時には、桁重量による大きな鉛直力をプレキャスト桁の作用点を介して伝達する構造とする必要があったことから、図 - 17 に示すプレキャスト桁にPC鋼棒を埋め込んで一体化する構造を採用した。取付け部では、支点と作用点の間である図 - 14 中の a 部において、セッティングビームを使用しない場合の自重によるせん断力よりも大きなせん断力が生じ、斜引張応力が大きくなる。そこで、これらの発生応力による施工時の安全性を確認するためにFEM解析による検討を行った。取付け部の解析結果を図 - 15 に示す。取付け部では最大で  $2.38 \text{ N/mm}^2$  の引張応力が生じ、吊上げ時より大きな応力が発生するが、引張強度以下であることを確認した。

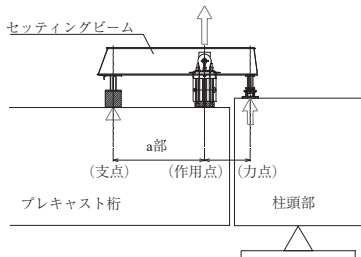


図 - 14 セッティングビームによる仮固定方法図

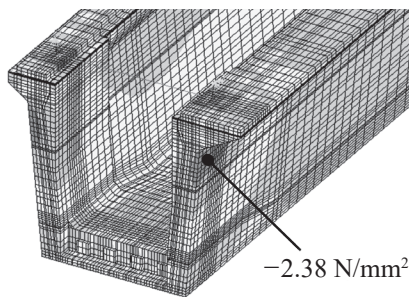


図 - 15 セッティングビーム取付け部の解析結果

## 4. 更なる合理化検討

### 4.1 同施工実績との比較

U形プレキャスト桁の一括架設工法は、約10年前に国内で初めて採用され<sup>5)</sup>、実績を重ねるなかでサイクルを短縮するため製作・架設の合理化が図られてきた。

本橋では、上下線合計で278本のプレキャスト桁を製作・架設する。プレキャスト桁は、全長が最大で39.9m、重量が約200tあり、場内でストックしておくには広いヤードと吊上げ用の仮設備が別途必要となりコスト増につながる。そのため、本工法では、製作、架設サイクルを同一とすることでプレキャスト桁のストックを不要としているが、これまでは製作でサイクル工程が決定していた。

ここでは、製作日数を短縮するために取り組んだプレキャスト桁の簡素化について述べる。これまで同工法で施工されたプレキャスト桁の従来構造と本橋での採用構造の比較図を図 - 16 に示す。

外ケーブル偏向部は、これまで隔壁にマンホールを設けた形状としていたが、本橋では製作時の型枠の設置、撤去を容易にするためにリブ構造とした。リブ構造とすることで開口部が大きくなり点検の効率化にも寄与し、維持管理性を向上させた。

また、従来は一般的に、支点上の活荷重に対する補強のために内ケーブルを配置しているため、定着突起が必要となり、型枠構造が複雑となっていた。本橋ではエポキシ被覆された公称径φ28.6のシングルストランドを外ケーブルとして使用し、リブ構造とした外ケーブル偏向部に定着することで、従来は必要であった定着突起を省略した。

さらに、従来はプレキャスト桁吊上げ時の変形抑制のために吊上げ位置に隔壁を設けていたが、本橋では内型枠構造および配筋の簡素化を目的に隔壁を省略した。なお、吊上げ時は、図 - 17 に示すように鋼製の梁をウェブに埋め込んだPC鋼棒φ32でプレキャスト桁と一体化し、その梁に差し込んだピンを介して吊る構造とすることでプレキャスト桁の変形を防止している。

製作、架設完了後のプレキャスト桁を写真 - 2 に示す。

|      | 構造図 | 製作・架設<br>サイクル日数 |
|------|-----|-----------------|
| 従来構造 |     | 12日             |
| 採用構造 |     | 9日              |

1径間(4主桁)あたりのサイクル日数

図 - 16 プレキャスト桁の構造とサイクル日数の比較

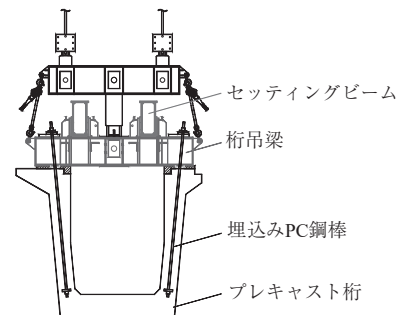


図 - 17 吊上げ方法図



これらのプレキャスト桁の簡素化により製作性を向上させたことでサイクル日数を1径間あたり9日まで短縮し、更なる急速施工を可能とした。



写真 - 2 構造を簡素化したプレキャスト桁

#### 4.2 柱頭部ハーフプレキャスト化

本橋の柱頭部は、上下線合計で142箇所あり、支間部の一括架設に対してクリティカルにならないよう先行して施工を完了させる必要があった。また併せて、柱頭部は主桁、横桁、支承部とが3次元的に結合して断面力が集中し、さらに外ケーブルの定着力に対する補強筋も配置されることで、過密配筋となる部材であることから、施工品質を確保する必要もある。そのため、工程短縮と施工品質の確保を目的に、ハーフプレキャストセグメント構造を採用した。柱頭部の主桁部分および隔壁部をプレキャスト部材とし、橋脚上に架設した後主桁間の横桁と中詰めコンクリートを現地に打込んだ。セグメントと場所打ちとの打継目には、主桁から支承へ作用するせん断力を伝達させるために、隔壁部とウェブ側面にずれ止め鉄筋を配置した。

また、セグメントは工場製作を基本とし、一般公道をトレーラーにて運搬可能となるように重量を最大28tに制限して構造形状、分割を計画した。

なお、プレキャスト柱頭部の架設状況を写真 - 3 に示す。



写真 - 3 プレキャスト柱頭部の架設状況

#### 4.3 セッティングビームを併用した一括架設

本橋の架設では更なる合理化のために、セッティングビームを併用した一括架設を採用した。本架設方法の施工要領を図 - 18 に、セッティングビームの設置状況を写真

- 4 に示す。従来のU桁リフティング架設工法の架設ステップは、場内で製作したプレキャスト桁を架設ガーダーで吊上げ、そのまま支持した状態で調整目地コンクリートを施工し、1次外ケーブルを緊張することで柱頭部と一体化していた。そのため、1次外ケーブルを緊張するまで次のプレキャスト桁を架設することができず、製作サイクルとあわせるためには架設ガーダーが2基必要であった。

そこで、本橋ではプレキャスト桁を吊上げ後、セッティングビームを用いて柱頭部に仮固定する架設方法を採用した。これによりプレキャスト桁の吊上げ、架設後にすぐに架設ガーダーの移動が可能となり、架設ガーダーの基数を増やすことなく架設サイクルの短縮が図れた。

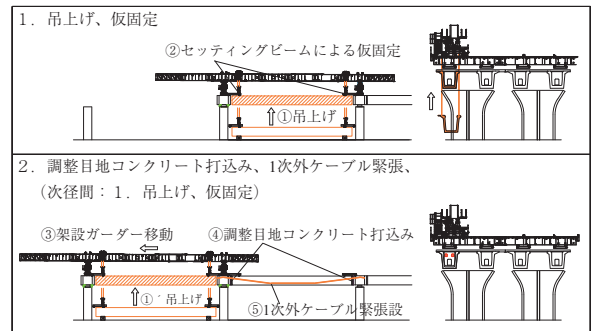


図 - 18 セッティングビーム架設要領



写真 - 4 セッティングビームによる架設状況

セッティングビーム取り付け方法は、これまでの実績では、主桁下端に梁部材を設置して主桁を挟み込みむようにPC鋼棒を緊張する方法が採用されてきた。本橋では架設後のセッティングビーム撤去を容易にするために、プレキャスト桁に埋め込んだPC鋼棒を緊張して一体化する方法とした(図 - 19)。

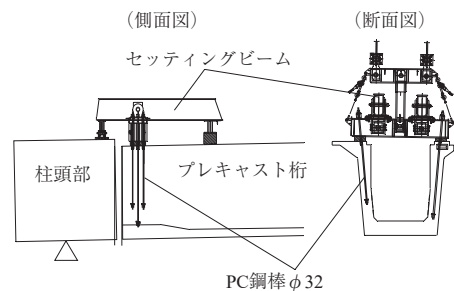


図 - 19 セッティングビーム取り付け図

## 5. 橋梁付属物の高耐久化検討

### 5.1 伸縮装置の高耐久化

伸縮装置は、輪荷重の影響を直接受ける部材として、とくに鋼製部材では金属疲労が懸念され、重交通路線であるほど、その影響は大きくなる。新東名高速道路（伊勢原JCT～御殿場JCT）は、大型車の計画断面交通量が国内有数の重交通路線となるため、ジョイント部材の疲労耐久性に対して、とくに配慮する必要がある。

本橋の伸縮装置は、各橋の橋長が約 900 m 程度と非常に長いことから、伸縮量や桁遊間を考慮して鋼製フィンガージョイントを採用した。フィンガー長は、橋長が長いことによって主桁の温度変化、コンクリートの乾燥収縮、クリープなどの影響が非常に大きくなることで、最大約 850 mm 程度と大規模なジョイントとなる。そこで、本橋では輪荷重による曲げ応力度が卓越し、過去に折損事例があるフィンガー付根を対象とし、疲労照査を実施した。なお、ジョイント形状、定着構造および溶接仕様などについては、耐疲労性が検証された NEXCO 設計要領<sup>3)</sup>の仕様としている。

照査期間は、耐用期間中に 1 回程度の取替えを考慮し、50 年とした。また、荷重条件は図 - 20、表 - 2 に示すとおり、ラップ範囲の中心に載荷し、衝撃係数を考慮して累積損傷度の照査を実施した。

これらに基づく照査の結果、静的設計計算で決定したフェースプレート厚 98 mm（SM520C 材）では、耐久性 50 年を満足できなかったことから、板厚を最大で 114 mm（SM520C 材）とすることで疲労耐久性を確保させた。

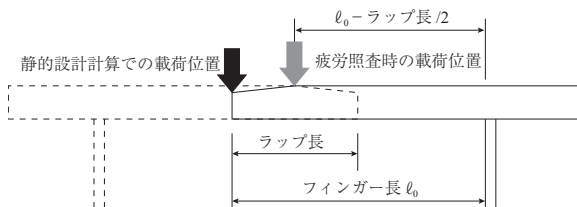


図 - 20 荷重条件図

表 - 2 載荷条件表

|        | 静的設計計算                       | 疲労照査   |
|--------|------------------------------|--|
| 載荷位置   | フィンガー先端                      | ラップ範囲の中心                                       |
| 設計荷重 P | T-25 の輪重 10 tf<br>(後輪 2 軸合計) | 大型車特性モデル<br>(東名軸重計データより設定)<br>9 000 台 / 日 / 車線 |
| 衝撃係数 i | i = 1.0                      | i = 0.3<br>(既往試験データより)                         |

### 5.2 壁高欄の高耐久化<sup>6)</sup>

壁高欄は、凍結防止剤が飛散する影響を直接受ける部材として塩害環境に対する耐久性に関して対策検討する必要がある。そこで、本橋の壁高欄の耐久性照査は、以下の土木学会照査式を基本とし、耐久年数 100 年とした。

$$\gamma_i \cdot C_d / C_{lim} \leq 1.0$$

ここに、 $\gamma_i$ ：構造物係数 (= 1.1)

$C_{lim}$ ：鋼材腐食発生限界濃度 (kg/m<sup>2</sup>)

$C_d$ ：鋼材位置の塩化物イオン濃度の設計値 (kg/m<sup>2</sup>)

ここで、鋼材位置の塩化物イオン濃度の算定にあたっては表面塩分イオン濃度の算出が必要であるため、隣接供用路線の散布量と表面塩分イオン濃度の実態から設定した。

隣接供用路線における凍結防止剤の散布量については、新東名建設区間と並行して供用する東名の過去の散布状況や標高などの地理的条件から 9.72 t/km と算出した。また、表面塩分イオン濃度については、高速道路橋の既設壁高欄における調査結果より、凍結防止剤散布量と表面塩分イオン濃度の相関関係から算出した。

これらに基づく照査の結果、壁高欄の標準かぶり 70 mm、コンクリート配合（普通セメント、W/C = 50%）では、耐久性 100 年を満足できなかったことから、配置鉄筋をエポキシ樹脂塗装鉄筋に変更することで塩害耐久性を確保させた。

## 6. おわりに

本橋を含む 5 連の橋梁は「新御殿場高架橋」として名称変更され、架橋された新御殿場 IC～御殿場 JCT 間は、2021 年 4 月に無事開通した（写真 - 5）。今後、2023 年度に向けて新東名高速道路の全線開通となり、並走する東名と合せ国内最大のダブルネットワークが構築され、更なる交通混雑の緩和と利便性向上が期待される。

最後に、本工事にご協力をいただいた関係各位に深くお礼を申し上げますとともに、今後の同種工事の設計・施工の参考になれば幸いです。

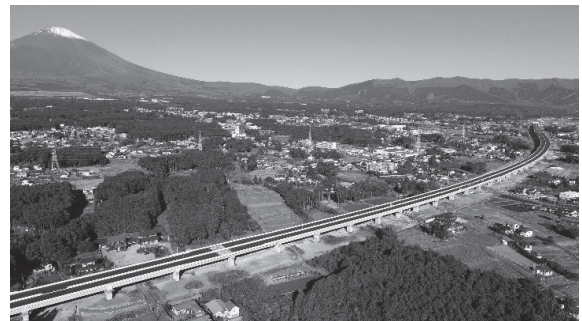


写真 - 5 新御殿場高架橋の全景

### 参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（平成 24 年）、2012.3
- 2) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC コンボ橋設計・施工の手引き、2007.5
- 3) 中日本高速道路(株)：NEXCO 設計要領（第二集）、2016.8
- 4) 土木学会：コンクリート標準示方書 [設計編]、2017
- 5) 水野浩次、大國喜郎、室田 敬、河野信介、玉置一清、諸橋 明：U 桁リフティング架設工法を採用した PC 橋の設計・施工 茄子作地区高架橋、橋梁と基礎、Vol.43, No.6, pp.2-11, 2009.6
- 6) 山口岳思：新東名高速道路（厚木南 IC～御殿場 JCT）における壁高欄の耐久性向上の取組み、コンクリート工学、Vol.57, No.5, pp.370-375, 2019.5

【2021 年 3 月 2 日受付】