

# 波形鋼板ウェブを有する不等支間PCT ラーメン箱桁橋の上げ越し管理について

～東九州自動車道 やよい橋 (PC上部工) 工事～

Deflection Control of Yayoi Bridge

蓑田 俊介  
Shunsuke MINODA

川田建設(株)九州支店  
技術課

高野 喜代  
Kiyō TAKANO

川田建設(株)九州支店  
事業推進部次長

垣花 寿  
Hisashi KAKINOHANA

川田建設(株)九州支店  
工務課係長

森脇 健次  
Kenji MORIWAKI

川田建設(株)九州支店  
事業企画部

吉松 秀和  
Hidekazu YOSHIMATSU

川田建設(株)本社技術部  
技術開発課

近年、NEXCOを中心に波形鋼板ウェブ橋が数多く建設されており、多くの研究、開発によって得られた技術的知見を基に波形鋼板ウェブ橋に関する基準類も整備されてきた。しかし、せん断たわみを含めた上げ越し計算方法や張出し架設における閉合時の波形鋼板接合方法等については、未だ確立されていないのが実情である。

本稿では、波形鋼板ウェブを有する不等支間PCTラーメン箱桁橋の上げ越し管理について、やよい橋で実施したせん断たわみに関する諸検討と吊支保施工時のたわみ調整の概要を報告する。

キーワード：波形鋼板ウェブ、不等支間長、ラーメン橋、上げ越し管理、せん断たわみ

## 1. はじめに

やよい橋は、東九州自動車道の津久見IC～佐伯IC間に架かる、上り線と下り線の2連で構成されるPCTラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋である。橋脚形式は鉄筋コンクリート中空断面形式であり、橋脚基礎は大口径深礎杭である。

架設工法は、移動作業車による張出し架設工法であり、工程短縮のため、機械能力4 000 kN・m、機械重量1 400 kNの大型移動作業車を採用した。また、側径間端部についてはけた下の制約条件より、吊支保架設工法を採用した。

構造的特徴としては、波形鋼板ウェブ橋において過去

最大規模の張出し支間長であることや、不等支間かつ高橋脚のTラーメン橋であること等が挙げられる。施工に際しては、これらの構造的特徴に起因した上げ越し管理上の問題が提起された。

本稿は、上げ越し管理上の諸問題に対処するために実施した以下の項目に関して、特に問題の大きかった上り線について報告する。

- ①FEM解析によるたわみ挙動の把握
- ②せん断たわみを考慮した上げ越し計算
- ③吊支保施工時のたわみ調整

全体一般図を図1、上部工断面図を次ページの図2に示す。

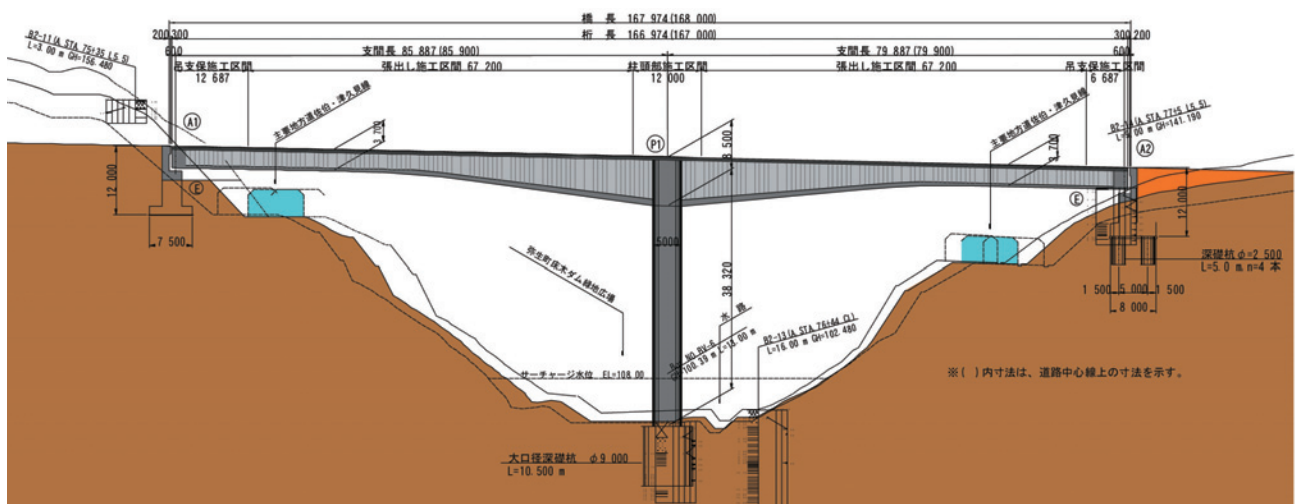


図1 やよい橋(上り線)全体一般図

## 2. 橋梁概要

工事名：東九州自動車道 やよい橋 (PC上部工) 工事  
 工期：平成16年12月14日～平成19年8月30日  
 工事箇所：大分県佐伯市弥生大字床木  
 構造形式：PCTラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋  
 橋長：(下り線) 134.000 m, (上り線) 168.000 m  
 桁長：(下り線) 133.022 m, (上り線) 166.974 m  
 有効幅員：(下り線) 9.500 m, (上り線) 9.500 m  
 支間長：(下り線) 65.110 m+66.612 m  
 (上り線) 85.887 m+79.887 m

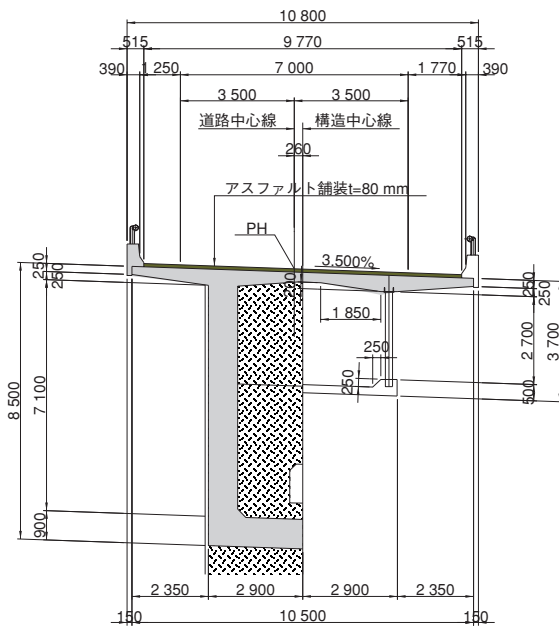


図2 やよい橋 (上り線) 上部工断面図

## 3. FEM解析によるたわみ挙動の把握

### (1) 検討概要

本橋の上り線は、波形鋼板ウェブとしては過去最大規模の張出し支間長であり、せん断変形を含めたたわみの挙動が不明確であった。そこで、最大張出し状態の構造系においてFEM解析によりたわみの挙動を把握した。また、棒解析により精度良かったわみ計算を行うため、棒解析モデルにおけるせん断剛性と軸線設定をパラメーターとして、FEM解析とのたわみ計算結果の比較を行い、棒解析のモデル化について検討した。

### (2) FEM解析モデル

FEM解析モデルを図3に示す。

橋脚中心から張出し先端までの73.2 mを対象とし、上下床版コンクリートをソリッド要素、波形鋼板ウェブをシェル要素とした半断面モデルを採用した。なお、柱頭部付近の裏打ちコンクリートや中間隔壁の有無についても比較検討を行ったが、たわみに対する影響はごく僅かであった。ここでは、実施工に合わせ、裏打ちコンクリート有り、中間隔壁無しの場合のみを示すこととした。

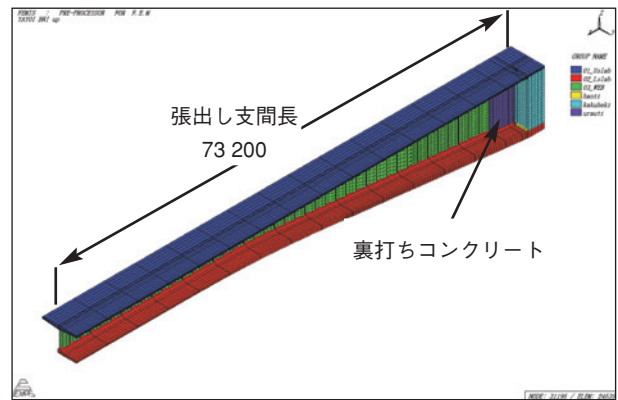


図3 FEM解析モデル

### (3) 検討荷重

荷重種別毎のたわみ挙動を把握するため、検討荷重は表1に示すとおりとした。なお、表中の値は全断面における値を示しており、FEM解析においては半断面モデルを採用しているため1/2を載荷した。

表1 検討荷重

プレストレス	張出し先端に架設ケーブル2本分の緊張力 1 880 kN/本×2 本=3 760 kN載荷
集中荷重	張出し先端から500 mm位置に吊支保施工時の張出し先端荷重1 500 kN載荷
分布荷重	張出し状態の主げた自重載荷

### (4) 棒解析モデルにおけるせん断剛性の評価方法

棒解析モデルにおけるせん断剛性を以下の3ケースとし、FEM解析との比較によりせん断剛性の評価方法について検討を行った。

- ①せん断剛性を $\infty$ とした場合(せん断たわみを無視した一般的な棒解析モデル)
- ②波形鋼板ウェブのみをせん断抵抗断面とした場合(図4a参照)
- ③波形鋼板ウェブと上下床版コンクリートの一部をせん断抵抗断面とした場合(図4b参照)

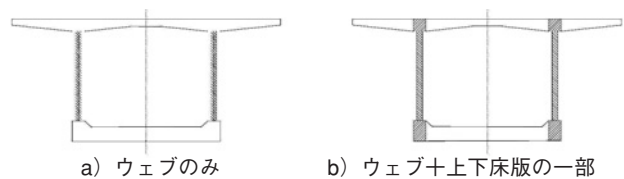


図4 せん断抵抗断面 (ハッチング部)

上記②、③におけるせん断剛性の算出にあたっては、上下床版コンクリートと波形鋼板ウェブのせん断分担率の影響を考慮することとした。また、有効高変化の影響として、下床版圧縮力の鉛直方向成分によるせん断力の低減効果を考慮して、波形鋼板ウェブのせん断分担率を補正(低減)することとした。なお、有効高変化の影響による補正に際しては、吊支保施工時の閉合荷重載荷状態における断面力(せん断力、曲げモーメント)を使用することとした。

以下に、本検討にて採用したせん断剛性の評価式を示す。<sup>1), 2)</sup>

$$G \cdot A = \frac{h}{\frac{\beta_c \cdot h_c}{G_s \cdot A_s} + \frac{\beta_s \cdot h_s}{G_s \cdot A_s}} \quad (1)$$

ここで、 $G \cdot A$ ：波形鋼板ウェブ箱桁断面のせん断剛性 (N)

$h$ ：桁高 (mm)

$h_c$ ：上下床版厚 (mm)

$h_s$ ：波形鋼板ウェブ高 (mm)

$\beta_c$ ：上下床版コンクリートのせん断分担率

$$\beta_c = 1 - \beta_s$$

$\beta_s$ ：波形鋼板ウェブのせん断分担率

$$\beta_s = \frac{\tau}{\tau_m} = \frac{S_h \cdot Q}{\Sigma t_s \cdot I} / \frac{S}{\Sigma t_s \cdot h_s} = \frac{h_s \cdot Q}{I} \cdot \frac{S_h}{S}$$

※ $h_s \cdot Q/I$ ：有効高変化の影響を無視した波形鋼板ウェブのせん断分担率

※ $S_h/S$ ：有効高変化の影響を考慮した波形鋼板ウェブのせん断補正率

$\tau$ ：有効高変化を考慮したせん断力による波形鋼板ウェブのせん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$\tau_m$ ：作用せん断力による波形鋼板ウェブの平均せん断応力度 (N/mm<sup>2</sup>)

$S_h$ ：有効高変化を考慮したせん断力 (N)

$Q$ ：図心軸に関する図心軸より外側部分の断面1次モーメント (mm<sup>3</sup>)

$I$ ：図心軸に関する断面2次モーメント (mm<sup>4</sup>)

$\Sigma t_s$ ：波形鋼板ウェブの総厚 (mm)

$G_c$ ：コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$G_s$ ：鋼のせん断弾性係数 (N/mm<sup>2</sup>)

$A_c$ ：上下床版のせん断抵抗断面積 (mm<sup>2</sup>) (図4参照)

$A_s$ ：波形鋼板ウェブの断面積 (mm<sup>2</sup>)

## (5) 検討結果

FEM解析と棒解析のたわみ比較結果を表2に示す。

たわみ挙動の分析にあたっては、FEM解析結果を理論値とし、FEM解析結果とせん断たわみを無視したせん断剛性を∞の棒解析結果 (01a, 01b) の差分をせん断たわみと考えることとした。結果、たわみ挙動について以下の傾向が確認された。

①架設ケーブルプレストレスによるたわみは、せん断変形の影響をほとんど受けない。

②集中荷重によるたわみは、張出し先端において曲げたわみが92%程度、せん断たわみが8%程度である。

③分布荷重によるたわみは、張出し先端において曲げたわみが94%程度、せん断たわみが6%程度である。

また、棒解析におけるせん断剛性と軸線設定について、前述したせん断剛性の3ケース (01~03) と、軸線一定および軸線変化の2ケース (a, b) を組み合わせた全6ケースの棒解析モデルで、FEM解析との比較を行った。その結果、棒解析におけるせん断剛性と軸線設定の組合せについて、以下の傾向が確認された。

①波形鋼板ウェブのみのせん断剛性を考慮した場合、軸線一定の場合のプレストレスを除いてはせん断たわみが過大となる (02a, 02b)。

②波形鋼板ウェブと上下床版コンクリートの一部のせん断剛性を考慮した場合、FEM解析との誤差は張出し先端で1~2%である (03a, 03b)。

③架設ケーブルプレストレスによるたわみは、軸線一定の場合にはFEM解析とよく一致する (01a, 02a, 03a)。

④架設ケーブルプレストレスによるたわみは、軸線変化の場合にはせん断剛性が小さくなるほどせん断たわみが過大となる (01b, 02b, 03b)。

表2 FEM解析と棒解析のたわみ比較

張出し先端 (14 BL先端:橋脚中心から73.2 m) のたわみ比較

解析モデル				荷重ケース									総合判定	備考
ケース名称	解析手法	せん断剛性	軸線設定	プレストレス (先端BL分：N=2本)			集中荷重 (閉合荷重：P=1500 kN)			分布荷重 (主桁自重)				
				たわみ (mm)	対FEM比率	判定	たわみ (mm)	対FEM比率	判定	たわみ (mm)	対FEM比率	判定		
01a	棒解析	∞	一定	15.0	99%	◎	-102.5	92%	△	-235.9	94%	△	△	
01b	棒解析	∞	変化	15.0	99%	◎	-102.7	92%	△	-236.6	95%	△	△	
02a	棒解析	ウェブ	一定	15.0	99%	◎	-122.1	110%	△	-292.3	117%	×	×	
02b	棒解析	ウェブ	変化	16.7	111%	×	-122.3	110%	△	-293.0	117%	×	×	
03a	棒解析	ウェブ+上下床版	一定	15.0	99%	◎	-110.0	99%	◎	-250.2	100%	◎	◎	採用
03b	棒解析	ウェブ+上下床版	変化	15.4	102%	◎	-110.2	99%	◎	-250.9	100%	◎	◎	
FEM	FEM解析			15.1	100%	◎	-111.3	100%	◎	-250.0	100%	◎	◎	理論値

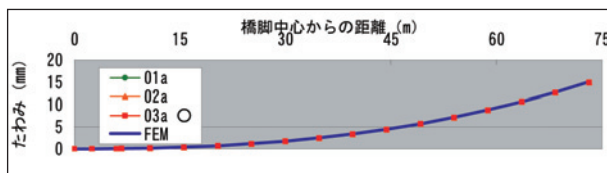
判定基準

判定	FEM解析との差	対FEM比率
◎	2%以下	98%以上102%以下
○	5%以下	95%以上98%未満, 102%超過105%以下
△	10%以下	90%以上95%未満, 105%超過110%以下
×	10%超過	90%未満, 110%超過

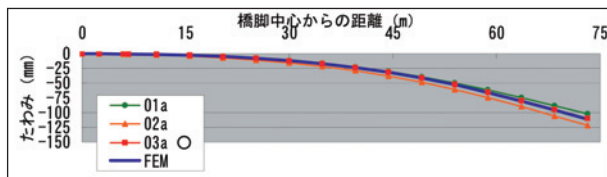
⑤集中荷重および分布荷重によるたわみは、せん断剛性によらず軸線設定の影響を受けない(全6ケース)。

検討結果を総合的に見た場合、波形鋼板ウェブと上下床版コンクリートの一部をせん断剛性として考慮した棒解析(03a, 03b)は、軸線設定によらずFEM解析と良く一致している。しかし、軸線変化とした場合にはせん断剛性が小さくなるとプレストレスによるたわみが過大となる傾向にある。したがって、軸線一定とした棒解析モデル(03a)において、最も精度良くたわみ計算が可能であると判断した。

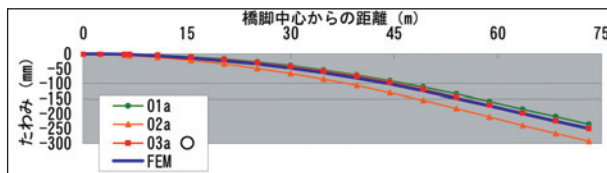
軸線一定の棒解析(01a, 02a, 03a)とFEM解析のたわみ曲線の比較を図5に示す。これからも分かる通り、棒解析モデル(03a)は、いずれの荷重に対しても、張出し先端、中間点共にFEM解析と良く一致している。



a) プレストレス



b) 集中荷重



c) 分布荷重

図5 たわみ曲線の比較

#### 4. せん断たわみを考慮した上げ越し計算

##### (1) 検討概要

たわみ挙動に関する検討結果を踏まえ、せん断たわみを考慮した上げ越し計算を行うこととした。ここで、せん断たわみは主に波形鋼板ウェブの変形によるものであるため、せん断たわみに対してはクリープを無視することとした。また、側径間閉合後は後荷重によるたわみが比較的小さいため、最大張出し状態である吊支保施工時までをせん断たわみ考慮の対象とした。

##### (2) 解析モデル

前項の棒解析モデル(03a)と同様に、せん断剛性評価式(1)によりウェブと上下床版の一部をせん断剛性として考慮した軸線一定の棒解析モデルを採用した。主げたおよび橋脚の曲げ剛性は、設計計算の断面力算定時と同様にコンクリート総断面とし、基礎は地盤バネを考慮した。

##### (3) 施工ステップ

上げ越し計算は、施工計画に合わせた施工ステップを考慮することとし、施工日数を次のとおりとした。

- ① 柱頭部施工 (140 日)
- ② 張出し施工 (11 日/BL×14 BL=154 日)
- ③ 吊支保施工 (60 日)
- ④ 橋面工施工 (60 日)

なお、吊支保施工は両側径間同時閉合とし、後に示すたわみ調整において使用したカウンターウェイトとしての移動作業車についても、荷重として考慮した。

##### (4) 検討結果

上げ越し計算結果を図6に示す。

主げたのせん断変形に対する上げ越し量は、最大で7 mmと比較的小さいものであったが、主げたの曲げ変形に対するせん断変形の比率は最大6%程度で、曲げと同様に上向きであった。なお、橋脚の曲げ変形および基礎の回転変位については、全て側径間吊支保施工時のアンバランスモーメントによるものであり、その合計は両側径間の張出し先端において異符号で約140 mmである。

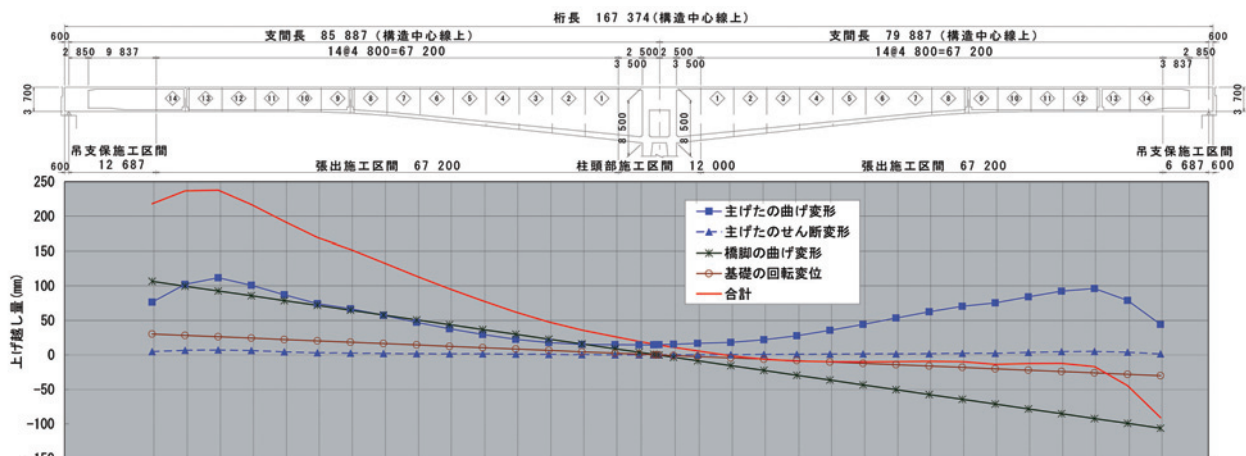


図6 上げ越し計算結果

## 5. 吊支保施工時のたわみ調整

### (1) 施工上の問題点と対策の検討

側径間の吊支保施工は、張出し施工完了後、移動作業車を橋体上から撤去した状態で行われるのが一般的である。この場合、本橋においてはアンバランスモーメントが生じることになり、橋脚の曲げ変形や基礎の回転変位による主げた位置での鉛直変位がたわみとして加算され、**図7**に示す様に両側径間の生コン打設により最大160 mm程度のたわみ変化が生じることが予想された。したがって、吊支保施工時には以下の問題が考えられた。

- ①張出し先端位置での折れ角が大きい為、波形鋼板同士のボルト接合が困難である。
- ②生コン打設に伴うたわみ変化により、吊支保施工部の波形鋼板ウェブに有害な変形が生じる。
- ③アンバランスモーメントによる橋脚の曲げ変形や基礎の回転変位が比較的大きいが、実挙動の把握が困難であり、設計値（予測値）と実挙動に差異がある場合、高さ管理で大きな施工誤差を生じる。

上記問題を解決するため、張出し施工時に使用した移動作業車を吊支保施工時にカウンターウェイトとして利用し、たわみ調整を行うこととした。吊支保施工時のたわみ調整要領を**図8**、施工状況を**写真1**に示す。

たわみ調整の具体的な内容は、以下のとおりである。

- ①に対しては、波形鋼板のセットに先立ち、移動作業車を所定の位置まで後退させ、張出し先端部を生コン打設後の高さと同程度の高さに合わせることで対処する。
- ②に対しては、生コン打設と同時に移動作業車を後退させ、張出し先端部の高さを常にほぼ一定に保つことで対処する。
- ③に対しては、所定の位置へ移動作業車を後退させた状態にて予測値と実挙動を比較し、必要に応じて移動作業車の位置を変更することで対処する。

### (2) 生コン打設時のたわみ調整管理方法

生コン打設時のたわみ調整は、生コン打設と移動作業車後退のバランスおよび両側径間のバランスが重要であった。このため、生コン打設時は生コン車の台数1台毎のステップ管理により全体管理を行うこととし、たわみ変化についても**図9**に示す様に経時観測を行うこととした。

また、タイムスケジュールや人員配置等の打設作業計画には、机上にてステップ管理のシミュレーションを行い、その結果を反映させ、実施工に備えることとした。なお、移動作業車の後退位置は、張出し先端でのたわみ変化量を±20 mm程度に制限することを条件とし、1ブロック単位で決定した。また、移動作業車の後退速度は1時間当たり1ブロック（4.8 m）程度であり、生コン車1台当り20～30分程度を生コン打設速度の目安とした。

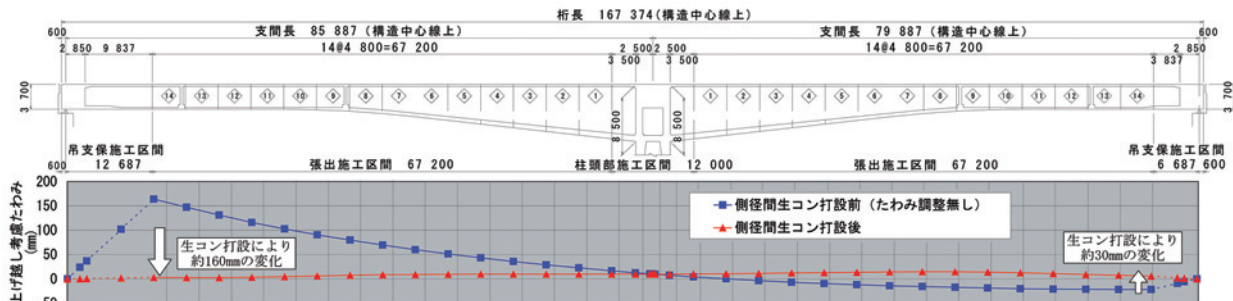


図7 側径間生コン打設によるたわみ変化

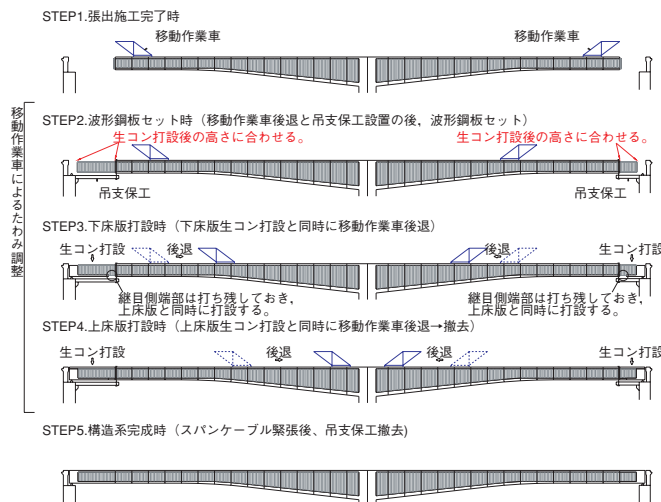


図8 吊支保施工時のたわみ調整要領



写真1 移動作業車による吊支保施工時のたわみ調整

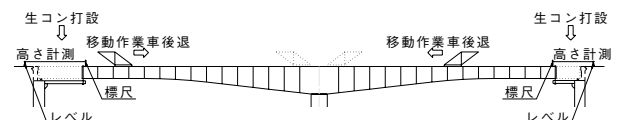


図9 生コン打設時のたわみ調整管理

## 6. 実施工結果

### (1) 張出し施工

本工事の高さ管理の規格値は、設計計画値に対して+5～-45 mmであった。上げ越し管理では、上げ越し計算に基づく各施工ステップでの設計計画値の-20 mmを管理計画値とし、±25 mmの施工誤差を許容出来る様にした。

本橋においては+5℃の床版温度差で、最大張出し時の先端にて23 mm垂れ下がることが予想された。したがって、橋脚上の主げた天端高を一定の基準高とし、高さ計測を早朝に行うことで床版温度差の影響を施工上は無視することとした。なお、柱頭部施工時は、基準温度を+20℃として温度補正を行い、主げた天端高を決定した。

結果としては、**図10**に示すとおり張出し施工完了時における高さについて管理計画値に対して大きな誤差も無く、せん断たわみを含めた上げ越し計算の精度も十分なものであったことが確認された。

### (2) 吊支保施工

吊支保施工時は、床版温度差によるたわみが生じた状態で生コンの硬化が進行するため、張出し先端において管理計画値の+10 mmを生コン打設前の管理目標値とした。

当初計画では、張出し施工完了後、所定の位置まで移動作業車を後退し、吊支保工を設置した状態で、側径間の生コン打設後と同程度の高さになる予定であった。この時のたわみ変化量の設計値としては、橋脚の曲げ変形分が約110 mm、基礎の回転変位分が約30 mm、全体で約140 mmであった(**図6**参照)。しかし、実際には全体で約90 mmにとどまり、管理目標値に対してA1側で約50 mm高く、A2側で約50 mm低い状態となった。原因としては、橋脚の曲げ剛性および基礎の地盤バネが想定値より大きかったものと考えられた。

この問題に対処するため、波形鋼板のセットに先立ち、A2側の移動作業車を更に3ブロック(14.4 m)後退させ、生コン打設前における管理目標値との誤差を解消した。

また生コン打設時のたわみ調整についても、橋脚および基礎の実挙動を考慮して移動作業車の後退位置等を再検討し、下床版および上床版打設の実施工に反映させた。

上床版打設時は、さらに、吊支保工や波形鋼板ウェブ、下床版コンクリート等によって主げたたわみが幾らか拘束されることが考えられた。そこで、床版温度差によるたわみの測定を行い、その傾向を基に主げたたわみの実挙動を推定し、実施工に反映させた。

生コン打設時は、生コン打設、移動作業車後退と同時にたわみの経時変化を観測し、計画値と大きな誤差が無いことを確認しながら、全体管理を行った(**図9**参照)。

結果としては、波形鋼板に有害な変形が生じる等の問題もなく、高さ管理についても**図10**に示すとおり管理規格値を満足することが出来た。

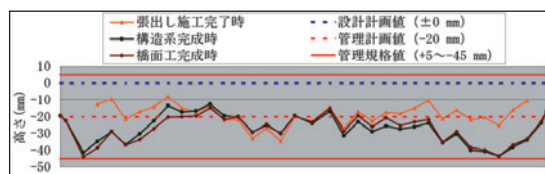


図10 高さ管理結果

## 7. まとめ

本工事では、せん断たわみに関する諸検討と吊支保工施工時のたわみ調整等により、上げ越し管理上の諸問題を解決し、高さ管理の規格値を満足することが出来た。

特に、たわみ調整に関しては橋脚や基礎の施工時の実挙動に合わせた対応も可能で、生コン打設前に最終的な高さが概ね保証されることになり、その効果は極めて大きいものであった。しかし、計画や管理が複雑であり、移動作業車の使用期間が長くなる等の工程面への影響もあるため、更なる合理化に向けた改良が求められる。

## 8. おわりに

平成19年7月末現在、本体工事は全て完了し、8月末の工事完成にむけて付属物の施工中である。(写真2)

張出し架設工法による波形鋼板ウェブ橋は、今後益々支間の長大化が進み、本橋と同等以上の規模での採用が増えるものと考えられる。本報告が同種工事の上げ越し管理のための一助となれば幸いである。

本工事に際し、ご指導とご協力を頂いた多くの関係者の方々に本誌面をお借りして感謝の意を表します。



写真2 橋梁全景(手前：上り線、奥：下り線)

## 参考文献

- 1) 佐川, 岡澤, 白武, 益子: 波形鋼板ウェブエクストラード橋の施工と振動実験一日見夢大橋一, プレストレストコンクリート, vol.46, pp.23-31, 2004
- 2) 蝦名, 上平, 立神, 本田: 波形鋼板ウェブPC箱桁橋の変断面化に対する力学的特性の研究, 第7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論文集, pp.725-730, 1997.10