

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—

川田建設(株)九州支店技術課 正会員 ○養田俊介
川田建設(株)九州支店事業推進部 高野喜代
川田建設(株)九州支店技術課 垣花 寿
川田建設(株)本社技術部技術開発課 正会員 吉松秀和

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、PCTラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋であり、上り線と下り線の2連で構成される。架設工法は、移動作業車による張出し架設工法であり、側径間端部についてはけた下の制約条件より、吊支保工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設計・施工上の対策に関して、特に問題の大きかった上り線について報告する。上り線の上部工断面図を図-1、全体一般図を図-2に示す。

2. 工事概要

工事概要は以下の通りである。

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

道路規格：第1種第3級B規格 (設計速度V=80km/h)

構造形式：PCTラーメン波形鋼板ウェブ箱桁橋×2連

橋 長：(下り線) 134.000m, (上り線) 168.000m

桁 長：(下り線) 133.022m, (上り線) 166.974m

幅 員：(下り線) 9.500m, (上り線) 9.500m

支 間 長：(下り線) 65.110m+66.612m, (上り線) 85.887m+79.887m

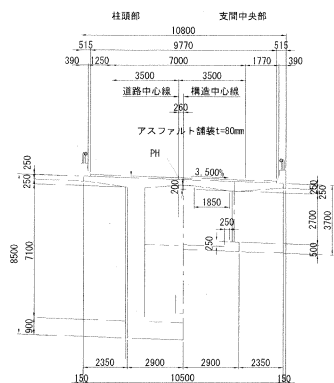


図-1. 上部工断面図

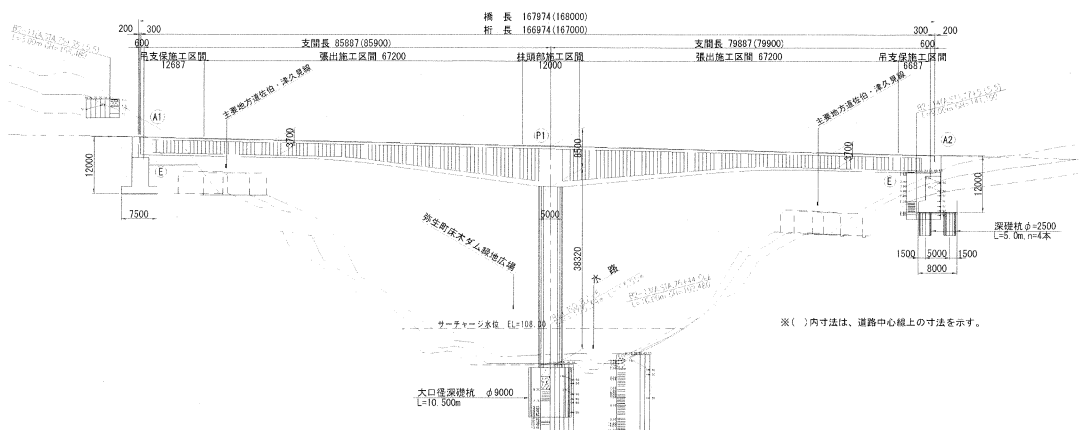


図-2. 橋梁全体一般図

3. セン断変形を考慮した上げ越し計画

3-1. 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、波形鋼板ウェブ橋としては過去最大規模の張出し支間長であり、セン断変形を含めたたわみの挙動が不明確であった。そこで、最大張出し時の構造系においてFEM解析によりたわみの挙動を把握した。また、骨組解析により精度良くたわみ計算を行うため、骨組解析モデルのセン断剛性と軸線設定をパラメーターとして、FEM解析との比較を行い、骨組解析のモデル化について検討した。FEM解析モデルを図-3に示す。

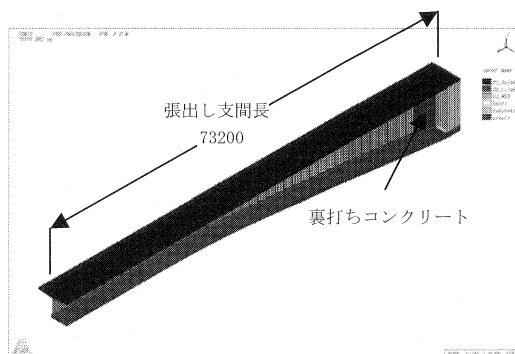


図-3. FEM解析モデル

(2) 骨組解析におけるセン断剛性の評価方法

骨組解析におけるセン断剛性を下記3ケースとし、セン断剛性の評価方法について比較検討を行った。

- 〈1〉セン断剛性を ∞ とした場合 (セン断変形を無視した一般的な骨組解析モデル)
- 〈2〉波形鋼板ウェブのみをセン断抵抗断面とした場合
- 〈3〉波形鋼板ウェブと上下床版コンクリートの一部をセン断抵抗断面とした場合 (図-4 参照)

上記〈2〉、〈3〉におけるセン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セン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セン断力の低減効果を考慮して、波形鋼板ウェブのセン断分担率を補正 (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、吊支保工施工時の閉合荷重載荷状態における断面力 (セン断力、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セン断剛性評価式を示す。^{1), 2)}

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

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

h : 桁高(mm), h_c : 上下床版厚(mm), h_s : 波形鋼板ウェブ高(mm)

β_c : 上下床版コンクリートのセン断分担率 $\beta_c = 1 - \beta_s$

β_s : 波形鋼板ウェブのセン断分担率 (※有効高変化の影響を考慮した補正を含む)

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

→ $h_s \cdot Q / I$ ……有効高変化の影響を無視した波形鋼板ウェブのセン断分担率

→ S_h / S ……有効高変化の影響を考慮した波形鋼板ウェブのセン断補正率

τ : 有効高変化を考慮したセン断力による波形鋼板ウェブのセン断応力度(N/mm²)

τ_m : 作用セン断力による波形鋼板ウェブの平均セン断応力度(N/mm²)

S_h : 有効高変化を考慮したセン断力(N), S : 作用セン断力(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(mm³)

I : 図心軸に関する断面2次モーメント(mm⁴)

$\sum t_s$: 波形鋼板ウェブの総厚(mm)

G_c : コンクリートのセン断弾性係数(N/mm²), G_s : 鋼のセン断弾性係数(N/mm²)

A_c : 上下床版のセン断抵抗面積(mm²), A_s : 波形鋼板ウェブの断面積(mm²)

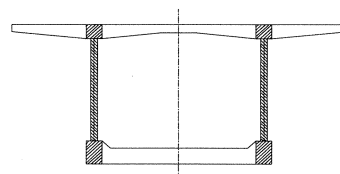


図-4. セン断抵抗断面

(3) 検討結果

FEM解析と骨組解析におけるたわみの比較結果を表-1に示す。

FEM解析結果を理論値とし、せん断剛性を ∞ とした骨組解析結果(01a, 01b)とFEM解析結果の差分をせん断変形分と考え、せん断変形の影響について以下の傾向が確認された。

- ・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受けない。
- ・集中荷重および分布荷重によるたわみは、張出し先端で6~8%程度のせん断変形の影響を受ける。

また、骨組解析におけるせん断剛性と軸線変化の影響について複数の組合せでモデル化し、FEM解析との比較を行った。その結果、波形鋼板ウェブと上下床版のせん断剛性を考慮し軸線一定とした場合(03a)において、FEM解析結果と最もよく一致する結果が得られた。したがって、前項に示したせん断剛性評価式(式(1))により波形鋼板ウェブと上下床版のせん断剛性を評価し、軸線一定としてモデル化することで、骨組解析にて精度良くたわみ計算が可能であると判断した。

表-1. FEM解析と骨組解析における張出し先端のたわみの比較

張出し先端(14BL先端:橋脚中心から73.2m)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	架設ケーブルプレストレス (先端BL分:N=2本)			張出し先端集中荷重 (閉合荷重:P=1500kN)			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	骨組解析	∞	一定	15.0	99%	◎	-102.5	92%	△	-235.9	94%	△	△	
01b	骨組解析	∞	変化	15.0	99%	◎	-102.7	92%	△	-236.6	95%	△	△	
02a	骨組解析	ウェブ	一定	15.0	99%	◎	-122.1	110%	△	-292.3	117%	×	×	
02b	骨組解析	ウェブ	変化	16.7	111%	×	-122.3	110%	△	-293.0	117%	×	×	
03a	骨組解析	ウェブ+上下床版	一定	15.0	99%	◎	-110.0	99%	◎	-250.2	100%	◎	◎	採用
03b	骨組解析	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

3-2. 上げ越し計算

(1) 検討概要

前項の検討結果を踏まえ、本橋においてはせん断剛性を考慮した骨組解析により、施工ステップに対応した上げ越し計算を行うこととした。なお、せん断変形は主に波形鋼板ウェブの変形によるものであるため、せん断変形に対してはクリープを無視することとした。また、側径間閉合後においては後荷重によるたわみが比較的小さいため、せん断変形は最大張出し状態である吊支保工施工時までを考慮することとした。

(2) 検討結果

上げ越し計算結果として、主げたおよび橋脚の変形、基礎の変位の各々に対する上げ越し量と全体合計を図-5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7mm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。

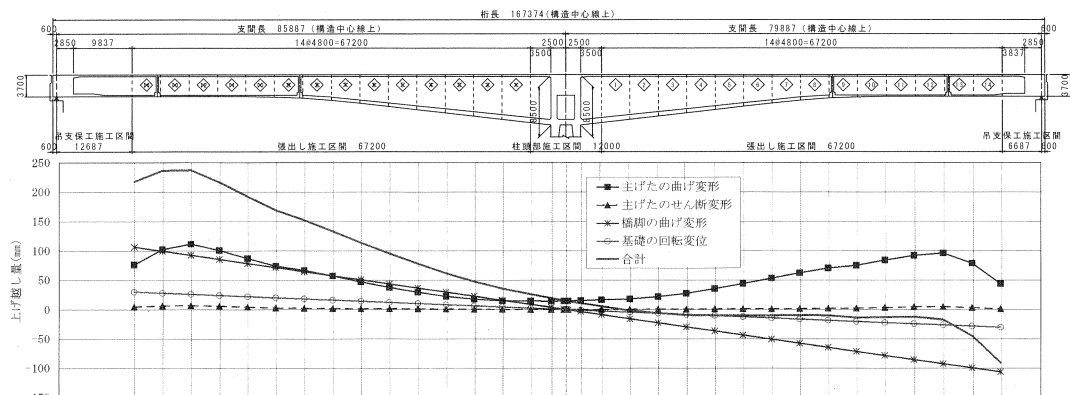
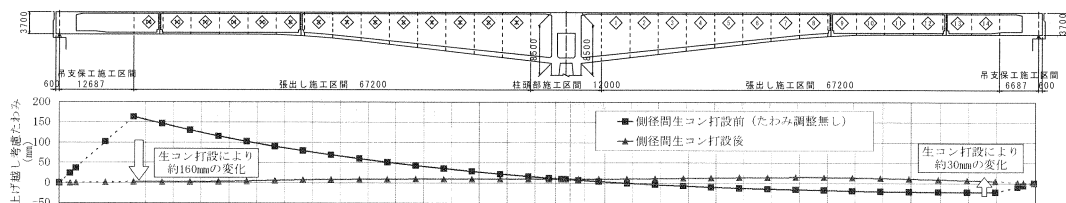


図-5. 上げ越し計算結果

4. 移動作業車を利用した吊支保工施工時のたわみ調整

側径間の吊支保工施工は、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ため、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－6に示す様に生コン打設前後で160mm程度のたわみ変化が生じることになる。したがって、吊支保工施工時には以下の問題が考えられた。

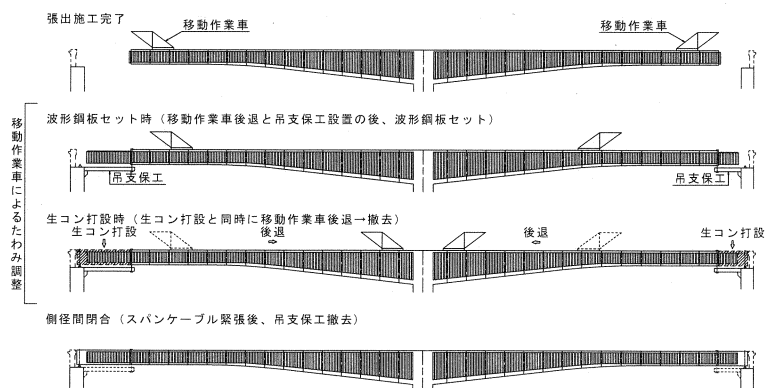
- 〈1〉 張出し先端位置での折れ角が大きく、波形鋼板のセットが困難である。
- 〈2〉 生コン打設に伴うたわみ変化により、吊支保工施工部の波形鋼板ウェブに有害な変形が生じる。
- 〈3〉 アンバランスモーメントによる橋脚の曲げ変形や基礎の回転変位が比較的大きいが、実挙動の把握が困難であり、設計値（予測値）と実挙動に差異がある場合、標高に大きな施工誤差を生じる。



図－6. 吊支保工施工時のたわみ変化

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工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。吊支保工施工時のたわみ調整要領を図－7に示す。

- 〈1〉 に対しては、波形鋼板のセットに先立ち、移動式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等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。



図－7. 吊支保工施工時のたわみ調整要領

5. おわりに

平成19年5月末現在、下り線は施工完了済みで、上り線は吊支保工施工中であり、8月末には工事完成の予定である。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一助となれば幸いである。

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－日見夢大橋－, プレストレストコンクリート, vol. 46, No. 5, 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