

豆飼橋の設計

(株) ピーエス三菱	正会員	○宮前 俊之
常陸太田市役所 建設部建設課		菊池 拓夫
常陸太田市役所 建設部建設課		木村 和典
(株) ピーエス三菱	正会員	小西 隆宏

1. はじめに

近年、河川改修や都市再開発に伴い、建築限界の制限が厳しい箇所に橋梁を計画しなければならない事例が増えている。そこで、低桁高のニーズに対応するため設計基準強度が $120\text{N}/\text{mm}^2$ の超高強度繊維補強モルタルをPC橋へ適用した新たな低桁高工法（ダックスビーム工法）を開発した。^{1)~3)}

豆飼橋は、茨城県常陸太田市の茂宮川に架かる橋長 26.000m、幅員 6.200m の道路橋であり、取り付け道路沿いにある民家の地盤高が低いため桁高が制限されており、工事発注はポストテンション方式PCT桁の変断面3主桁構造であった。ここで、ダックスビーム工法により、さらに桁高を低くし、全体線形の緩和を目的として設計変更を行った。本稿では、豆飼橋にダックスビーム工法を適用したときの設計について報告する。

2. 設計

2. 1 設計概要

- ・工事名：豆飼橋上部工事
- ・工事場所：茨城県常陸太田市
- ・橋長：26.000m（支間長 25.200m）
- ・幅員：6.200m（有効幅員 5.000m）
- ・荷重：A活荷重

2. 2 当初設計

当初設計の断面図を図-1に、側面図を図-2に示す。当初設計はポストテンション方式PCT桁、3主桁の変断面であり、1主桁を3ブロックに分割したセグメント方式である。桁高は、線形条件と河川計画高の条件により制限があり、端部で

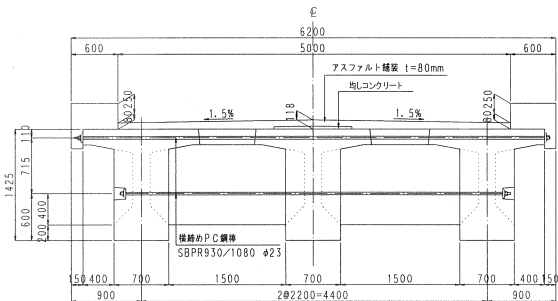


図-1 当初設計断面図

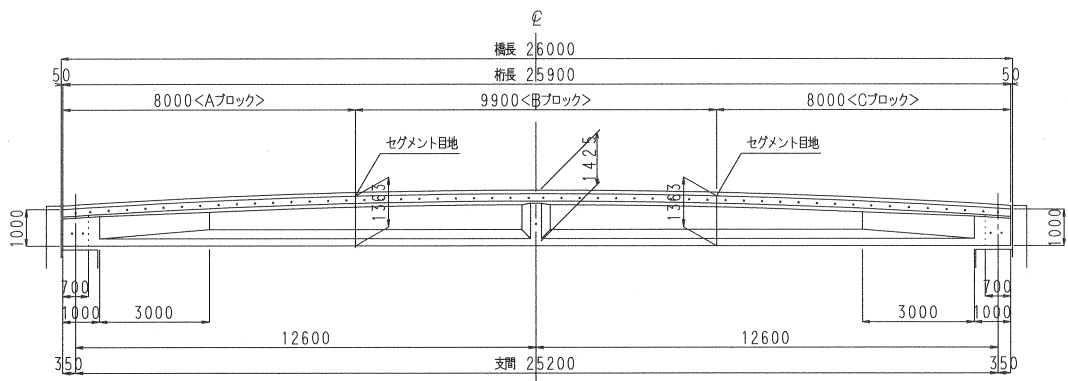


図-2 当初設計側面図

1.000m, 中央部で1.425mmである。また、橋梁区間の縦断勾配は9.00%である。主な使用材料を表-1に示す。

2. 3 ダックスビーム工法による設計

ダックスビーム工法は、主桁に超高強度繊維補強モルタルを用いてより大きなプレストレスを導入し、低桁高を実現する工法である。超高強度繊維補強モルタルは、シリカヒュームセメント、細骨材、および鋼繊維(写真-1)などで構成されており、粗骨材は使用していない。ダックスビーム工法に変更したときの主な使用材料を表-2に示す。また、表-3に超高強度繊維補強モルタルの設計用値を示す。

主ケーブルを12S15.2に変更することにより、当初設計より大きなプレストレスを導入した。

設計の変更に伴い、はじめに全体の線形について検討を行った。線形の変更は、

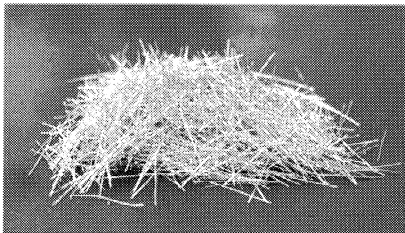


写真-1 鋼繊維

表-1 当初設計使用材料

項目	仕様	数量	
コンクリート	主桁	40N/mm ²	61.8 m ³
	場所打ち	30N/mm ²	12.4 m ³
鋼材	主ケーブル	SWPR7BL 12S12.7	2856 kg
	横締めケーブル	SWPR930/1080 φ23	1116 kg

表-2 ダックスビーム工法使用材料

項目	仕様	数量	
超高強度繊維補強モルタル	主桁	120N/mm ²	51.8 m ³
コンクリート	場所打ち	40N/mm ²	9.0 m ³
鋼材	主ケーブル	SWPR7BL 12S15.2	4061 kg
	横締めケーブル	SWPR930/1080 φ26	1426 kg

表-3 超高強度繊維補強モルタルの設計用値

	単位	設計用値	備考	
設計基準強度 f_{ck}	N/mm ²	120	配合強度 150N/mm ²	
許容曲げ圧縮応力度	プレ導入直後	N/mm ²	48	0.4f'ck
	設計荷重時	N/mm ²	48	〃
許容曲げ引張応力度	プレ導入直後	N/mm ²	-2.0	道路橋示方書より
	設計荷重時	N/mm ²	-2.0	〃
許容斜引張応力度	設計荷重時	N/mm ²	1.3	道路橋示方書より
コンクリートが負担できるせん断応力度	N/mm ²	0.7	〃	
最大せん断応力度	N/mm ²	6.0	〃	
弾性係数 E_c	N/mm ²	3.7×10^4	実験値より	
クリープ係数	-	1.0	フランス指針案 ⁴⁾ より	
乾燥収縮	μ	200	道路橋示方書より	

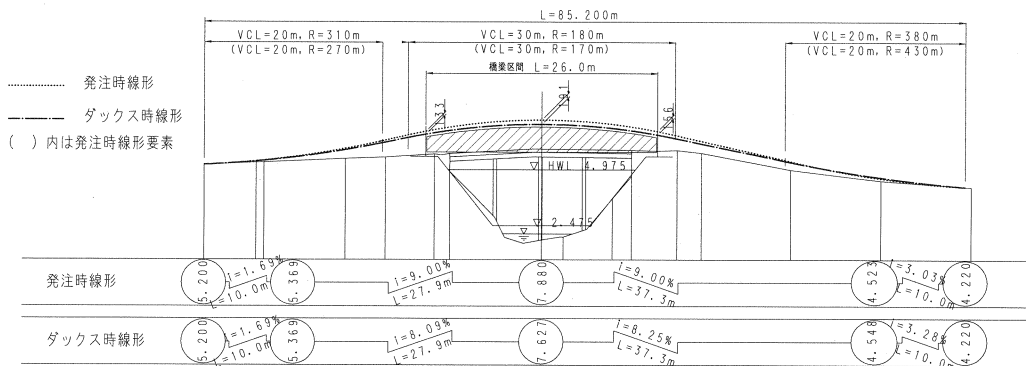


図-3 縦断線形要素

起点、終点の計画高を変えないこととし、桁高の変更に合わせて縦断要素の変更を行い、橋梁区間の計画高を低くすることとした。また上部工の桁下高は、河川計画高を満足するように当初設計と同じ高さとした。

図-3に当初設計とダックスビーム工法としたときの縦断線形要素を示す。検討の結果、当初設計より計画高を支間中央で191mm低くすることができた。このとき、橋梁区間の縦断勾配は、当初設計では9.00%であったのに対し、ダックスビーム工法では8.25%となった。

2.4 計算結果

当初設計の主桁断面図を図-4に示す。また、ダックスビーム工法としたときの主桁断面図を図-5に、側面図を図-6に示す。

ダックスビーム工法とした場合、桁高は桁端部で850mm、支間中央で1050mmとなり、当初設計に比べ、桁端部で150mm、支間中央で375mm低くすることができた。

桁高を低くすることにより、荷重により発生する応力度は当初設計に比べ大きくなるが、プレストレスと超高強度繊維補強モルタルにより、許容値以内となる。しかし、セグメント目地位置の許容値は、超高強度繊維補強モルタルを用いた場合でも、材料強度にかかわらず、引張応力を生じさせないような設計としている。そのため、セグメント目地位置での応力度が厳しく、セグメント目地位置を当初設計より支点側に移動させた。

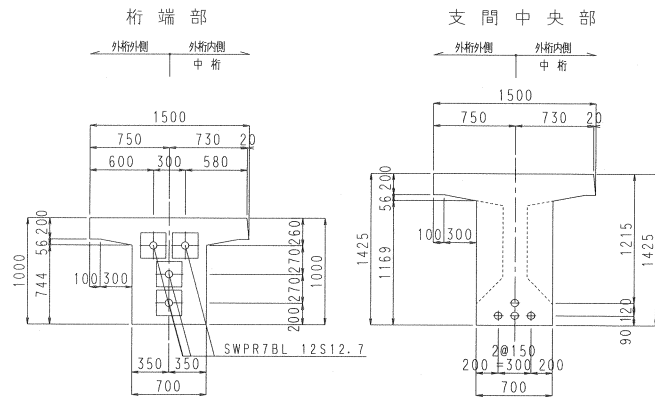


図-4 当初設計主桁断面図

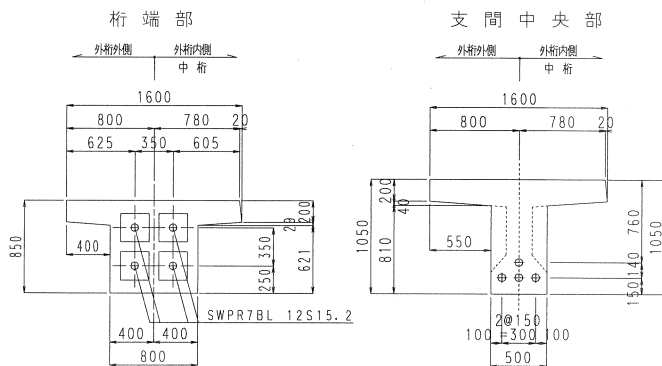


図-5 ダックスビーム工法主桁断面図

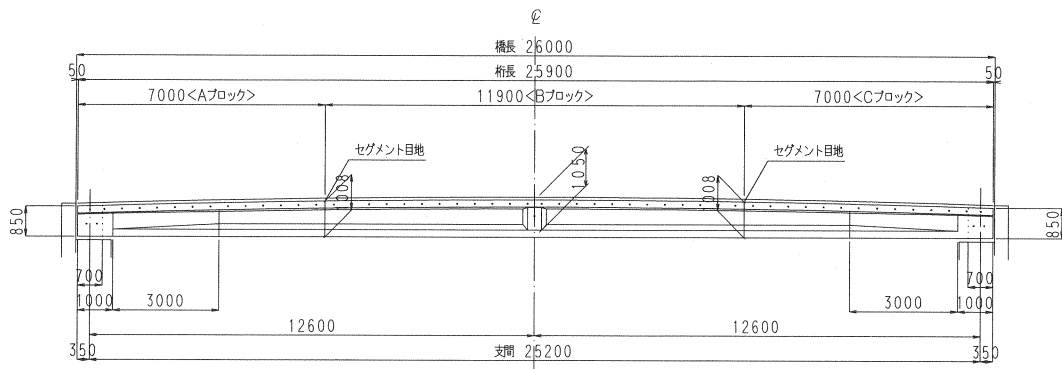


図-6 ダックスビーム工法側面図

3. 最小桁高の検討

ダックスビーム工法を用いることにより、当初設計より桁高を低くすることができた。また、桁高の低減により全体の線形も高低差の低減をすることができ、縦断勾配も緩和することができた。しかしながら、桁高はセグメント目地位置の応力度により制限さ

れる他、主ケーブルの定着具の最小間隔により制限される。そこで、ダックスビーム工法を適用したときの最小桁高の検討を行った。表-4には、豆飼橋の線形条件、荷重条件による変断面でのセグメント工法と縦断線形がほぼレベルを想定した等断面でのセグメント工法の桁高を示す。等断面とした場合では、セグメント目地位置の応力を満足する桁高は750mmで十分であるが、定着具の最小間隔により850mmが最小桁高となった。

表-4 桁高比較表 (ダックスビーム工法)

	変断面	等断面
セグメント工法	850~1050mm 桁高支間比 1/24	850mm (750mm) ※1 桁高支間比 1/29

※1 : () 内はセグメント位置の応力を満足する桁高

4. おわりに

本橋の設計変更は、受注後の設計変更であったため、線形条件の制限により、ダックスビーム工法のメリットを最大限に活用できないまでも、計画線形を緩和することができた。

本橋は平成18年3月に竣工した(写真-2)。本橋の設計にあたり、多大なご指導、ご協力をいただいた関係各位に深く感謝の意を表します。

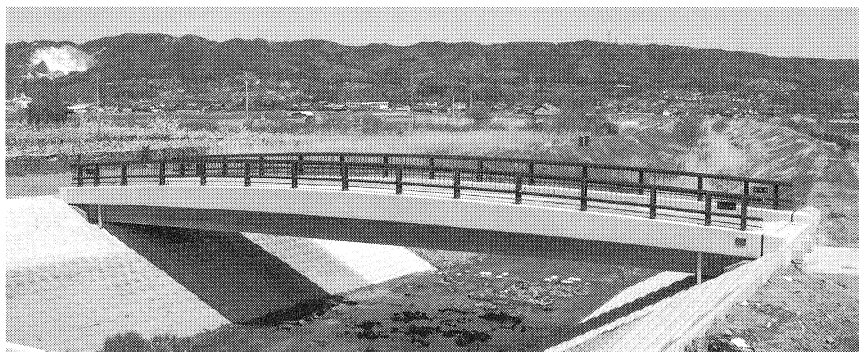


写真-2 豆飼橋完成

参考文献

- 1) 桜田道博, 雨宮美子, 渡辺浩良, 大浦隆: 超高強度じん性複合材料を用いた低桁高 PC 橋の試設計, 土木学会年次講演会概要集, Vol. 58, No. 5, pp1115-1116, 2003.9
- 2) 雨宮美子, 桜田道博, 森拓也, 二羽淳一郎: 超高強度繊維補強モルタルを用いた PC 梁の性状, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp1657-1662, 2005.6
- 3) 雨宮美子, 桜田道博, 森拓也, 二羽淳一郎: 超高強度繊維補強モルタルを用いた PC 梁の載荷実験, 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, Vol. 14, No. 1, pp101-106, 2005.11
- 4) SETRA-AFGC: Ultra High Performance Fibre-Reinforced Concrete, Interim Recommendation, 2002.1