

ポストテンション方式波形鋼板ウェブPCT桁橋の設計・施工 — 水戸橋架替え工事 —

足立 健*1・小田桐 皇仁*2・白田 清*3・武村 浩志*4

本工事は、東京都葛飾区に位置する綾瀬川に架かる水戸橋の架替え工事で、新しい橋には桁高制限への対応と同時に軽量化も可能となり、経済性に優れるという理由からポストテンション方式の波形鋼板ウェブPCT桁橋（コルティー工法）が採用された。本橋梁形式は今までにプレテンション方式の施工実績はあったものの、ポストテンション方式はわが国で初の施工となるものである。このことから、設計および施工においては種々の設計的検討や綿密な桁製作および施工計画を行い、品質と安全の確保に努めるよう配慮する必要がある。

本報告は、波形鋼板ウェブPCT桁橋が採用に至った経緯を説明するとともに、わが国初の構造形式に対する設計および施工において主に留意した点を報告するものである。

キーワード：波形鋼板ウェブPCT桁橋、コルティー工法、せん断力分担率、マッチキャスト

1. はじめに

水戸橋は、東京都葛飾区に位置する利根川水系一級河川綾瀬川に架かる道路橋で、江戸時代の五街道に次ぐ重要な街道である旧水戸街道に架かる橋である。現橋は、綾瀬川の計画護岸高を満たしておらず、洪水時には両岸に設置した陸閘を閉鎖して不足する護岸高の代替えとしている。また、左岸側橋台が河川に突出し川幅を狭めているため、流水の阻害となっている。本工事は、この陸閘方式と流水の阻害を解消するための工事で、新しい橋には桁高制限への対応と同時に軽量化も可能となり、経済性に優れるという理由から波形鋼板ウェブPCT桁橋（コルティー工法）が採用された。コルティー工法は表-1および写真-1に示すように、わが国でこれまでに3橋の施工実績があるが、これらはすべてプレテンション方式であるのに対し、本橋は支間がプレテン桁適用範囲の24m以上となる38.7mであることから初めてポストテンション方式が採用されている。

本報告は、国内初となるポストテンション方式の波形鋼板ウェブPCT桁橋に対する設計および施工について報告を行うものである。

表-1 コルティー工法の施工実績

橋梁名	発注者	施工場所	橋長(m)	構造形式	竣工年
曾宇川橋	石川県	石川県	23.9	単純プレテンT桁橋	2006
堀越橋	国交省	青森県	63.1	3径間連結プレテンT桁橋	2009
落合新橋	秋田県	秋田県	48.0	2径間連結プレテンT桁橋	2010
水戸橋	東京都	東京都	39.7	単純ポステンT桁橋	2010



(a) 曾宇川橋



(b) 堀越橋



(c) 落合新橋

写真-1 コルティー工法の実績写真

*1 Tsuyoshi ADACHI：東京都 江東治水事務所
 *2 Akihito ODAGIRI：東京都 第三建設事務所
 *3 Kiyoshi USUDA：(株)ピーエス三菱 東京支店 土木営業部
 *4 Hiroshi TAKEMURA：(株)ピーエス三菱 東京支店 土木技術部

○ 工事報告 ○

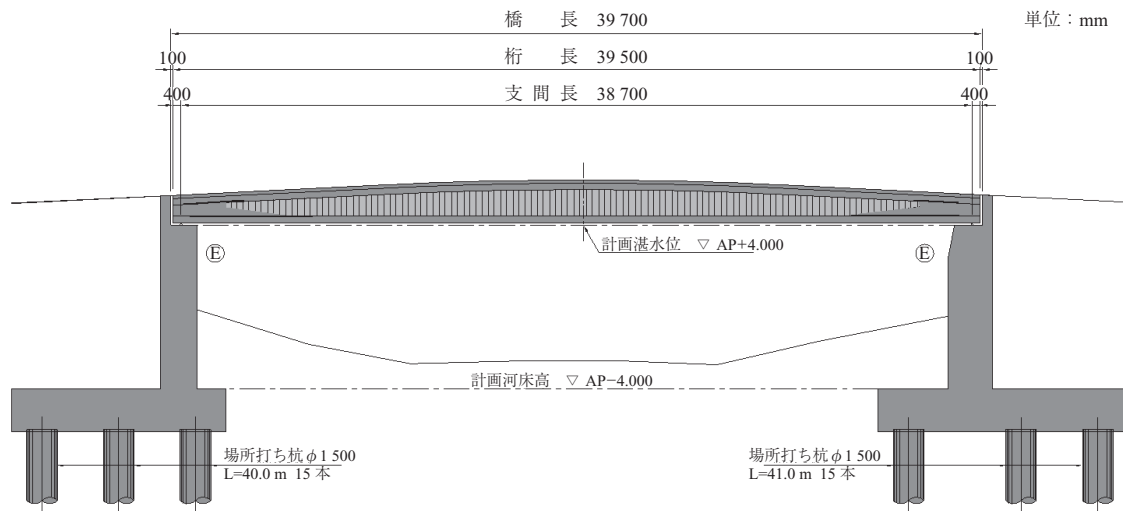


図 - 1 橋梁全体図

2. 工事概要

本橋の橋梁諸元を以下に示すとともに、橋梁全体図を図 - 1 に示す。

工事名：綾瀬川水戸橋架替工事に伴う PC 桁製作・架設工事

発注者：東京都江東治水事務所

工事場所：東京都葛飾区小菅

工期：平成 21 年 8 月 5 日～平成 22 年 11 月 30 日

道路規格：第 4 種第 3 級

構造形式：ポストテンション方式単純波形鋼板ウェブ PCT 桁橋

橋長：39.700 m

支間：38.700 m

桁高：(車道) 1.150 ～ 1.900 m,
(歩道) 1.000 ～ 1.400 m

有効幅員：(車道) 6.00 m,
(歩道) 3.00 m + バルコニー部 1.50 m

縦断線形：(車道) 5.00 %，(歩道) 2.00 %

横断線形：(車道) 1.50 %，(歩道) 2.00 %

活荷重：(車道) A 活荷重，(歩道) 群集荷重



写真 - 2 架替え前の水戸橋

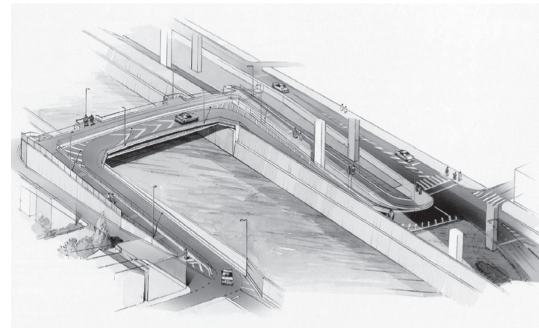


図 - 2 完成予想図

3. 橋梁形式の選定

写真 - 2 に示すように、架替え前の水戸橋は綾瀬川の計画護岸高を満たしていない状態であったため、これを解決させるために、図 - 2 に示すように計画護岸高を確保できる位置にまで上流側に迂回させて架け替える「スロープ形式」を採用することとした。したがって、新しい橋梁には取付け道路との擦付け長(スロープ長)を極力短くするという観点から、桁高を低く抑えることが求められた。さらに、架橋地点が軟弱地盤であり杭基礎長を 40 m 以上にする必要があったため、下部工が負担する上部工重量を極力軽減し、杭基礎本数を少なくすることも経済性の観点から求められた。以上のことから、比較案として考えられた低桁高を可能とするプレビーム桁橋、合成床版橋などと比

較してもっとも死荷重を軽減でき経済的に有利であった波形鋼板ウェブ PCT 桁橋形式を採用することとなった。図 - 3 に本橋の断面図を示す。車道部と歩道部を分離した構造で、車道部が 3 主桁、歩道部が 2 主桁構造となっている。これは、歩道部は縦断勾配の制約を受ける関係から、車道部ほどの勾配を採用することができないためである。

4. 設計

本橋の設計において決定した使用材料の仕様を表 - 2 に示す。コンクリート強度は低桁高に対応するため 60 N/mm² とした。波形鋼板ウェブ橋の設計では、一般的に曲

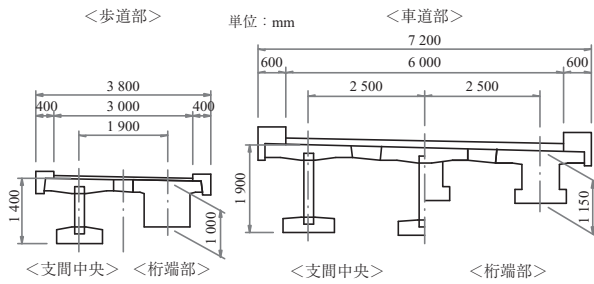


図 - 3 断面図

表 - 2 使用材料

コンクリート	$\sigma_{ck} = 60 \text{ N/mm}^2$	
PC 鋼材	主方向	SWPR7BL 12S12.7B × 6 本
	横方向	SWPR19L 1S28.6 ctc500 (車道) SWPR19L 1S17.8 ctc500 (歩道)
波形鋼板	SM490	$t = 16 \text{ mm}$ (車道), $t = 12 \text{ mm}$ (歩道)
接合方法	上下フランジ部	埋込み接合
	波形鋼板どうし	2面摩擦高力ボルト接合

げに対しては上下フランジコンクリートが、せん断に対しては波形鋼板ウェブがそれぞれ抵抗するものと考え、PC鋼材量や波形鋼板厚が決定される。本橋の場合も同様の考え方で設計され、PC鋼材はSWPR7BL 12S12.7B × 6本、波形鋼板はSM490材で車道部が16mm、歩道部が12mmの板厚となった。

また、波形鋼板と上下フランジコンクリートとの接合部に関しては図-4に示す「埋込み接合」方式を採用し、これに対しての設計も行っている。この方式は、鋼フランジやスタッドジベルが不要であるため経済性に優れているとともに、下フランジコンクリートとの接合部に対しては、鋼フランジがないためにコンクリートの充てんに懸念がなく、施工性にも優れる接合方法である。さらに、本接合方法に対してはコルティエ工法の開発段階において実物大供試体を用いた疲労試験が実施されており、安全性および耐久性の確認が行われている。埋込み接合の設計は、コンクリートに埋め込まれた波形鋼板の斜方向パネル、波形鋼板に溶接された接合棒鋼、および波形鋼板を貫通する貫通鉄筋が水平せん断力に抵抗するとして行われる。設計の結果、貫通孔径は60mm、棒鋼および貫通鉄筋はとも

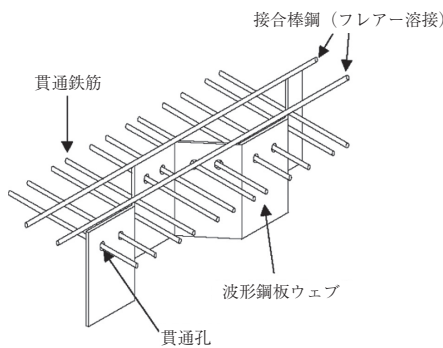


図 - 4 埋込み接合

にD16となった。

以上、これら通常の設計に加えて、本橋では国内初となるポストテンション方式を採用していることから、ポストテンション方式特有の以下の項目を検討し、安全性の確認を行った。

4.1 せん断力分担率の考慮

プレテンション方式と異なり、ポストテンション方式はPC鋼材を端部で定着するために支点部へ向かって曲げ上げる必要があることから、下フランジ厚がそれに伴って増厚される。この場合、端部ほど主桁断面に占める波形鋼板ウェブの割合が減少し、上下フランジの占める割合が増加することになる。一般的な波形鋼板ウェブ橋の設計では、せん断力はすべて波形鋼板が負担するとされるが、当該箇所のコンクリートフランジにとっては危険側の評価になる可能性があった。そこで、下フランジが増厚される区間については、通常の波形鋼板ウェブの照査に加え、上下フランジと波形鋼板のせん断力分担率を算出し、コンクリートフランジについてもせん断の照査を実施した。せん断力分担率は以下の式により求めた。

- 上フランジの分担率

$$S_s(U-flg) = \frac{\int_0^t \left(B \times h \times X - \frac{B}{2} \times h^2 \right) dh}{I}$$

- 波形鋼板の分担率

$$S_s(web) = \frac{\left(B \times t \times X - \frac{B}{2} \times t^2 \right) \times H_s}{I}$$

- 下フランジの分担率

$$S_s(L-flg) = 1 - S_s(U-flg) - S_s(web)$$

ここで

B : 上フランジ有効幅

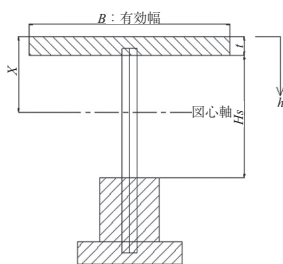
h : 上フランジ上縁からの距離

X : 上フランジ上縁から図心までの距離

I : 断面二次モーメント

t : 上フランジ厚

H_s : 波形鋼板高さ



以上の式により求めたせん断力分担率は、標準断面部では波形鋼板が0.76、上下フランジが各0.12であるのに対し、下フランジがもっとも増厚された断面では波形鋼板が0.25となる一方、下フランジは0.61にまで大きくなることとなった。したがって、これらに相当するせん断力を用いて各部位に対するせん断の照査を行っている。

4.2 プレストレスが主桁に及ぼす影響

PC鋼材を部材厚の薄い下フランジ内から曲げ上げていくこと、およびプレストレスによって波形鋼板が橋軸直角方向に変形することなどの影響を確認するためにFEM解析を実施した。従来のプレテンションタイプではPC鋼材は曲げ上げられておらず、またプレストレス量もポストテンションタイプに比べて小さいことから、プレストレスが主桁に及ぼす影響は小さいことが実績橋から確認されていたが、ポストテンションタイプではPC鋼材が曲げ上げら

○ 工事報告 ○

れ、かつその緊張力も大きく、また波形鋼板形状も両者で異なる（ポストテンションタイプ：波長 1200 mm 波高 200 mm、プレテンションタイプ：波長 800 mm 波高 100 mm）ことから、図 - 5 に示すようにコンクリートおよび波形鋼板ウェブを半径間分モデル化し、自重およびプレストレスを与えた時の下フランジコンクリートに生じる応力状態に着目したものである。コンクリートをソリッド要素、波形鋼板をシェル要素にてモデル化して解析を実施した。

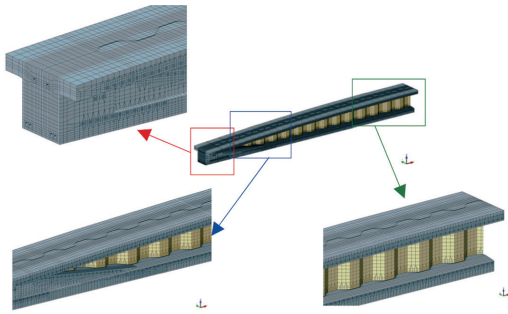


図 - 5 FEM 解析モデル図

その結果、図 - 6 (a) に示したように PC 鋼材曲げ上げ部の下フランジ下縁には腹圧力の影響によって橋軸直角方向に引張応力が生じたが、その値は約 0.6 N/mm^2 と小さくコンクリートのひび割れ発生が懸念されるものではなかった。一方、図 - 6 (b) に示したように、下フランジ上縁には約 2.0 N/mm^2 の引張応力が発生する結果となった。これは腹圧力の影響に加えて、図 - 7 に示すように橋軸方向のプレストレスによる波形鋼板の面外変形によって、下フランジ埋込み部の波形鋼板からコンクリートが引き離れようとする力が生じているためと考えられる。ただし、コンクリート強度が 60 N/mm^2 であることから下フランジコン

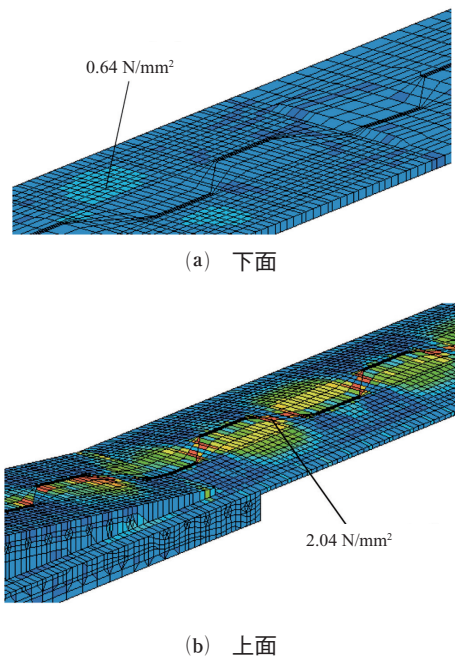


図 - 6 下フランジ主応力コンター図

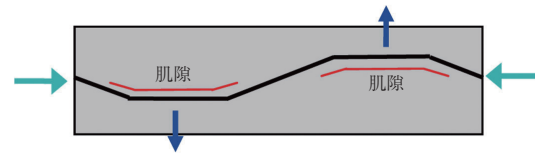


図 - 7 波形鋼板の面外変形

クリートのひび割れ強度は約 3.0 N/mm^2 となるため、 2.0 N/mm^2 程度の引張応力ではひび割れは発生しないと判断できた。また、実施工においても、当該箇所にはひび割れの発生がないことを確認している。

なお、波形鋼板の下フランジに埋め込まれる部分には、写真 - 3 に示すようにコンクリートとの付着を高めることを目的に珪砂を塗布している。エポキシ樹脂系接着剤を厚さ 0.9 mm で塗布後、3号珪砂（粒径 $1.2 \sim 2.2 \text{ mm}$ ）を 1.5 kg/m^2 を目安として吹き付けたものであるが、これは施工前に鋼とコンクリートとの付着実験を行い、接着剤の塗布量、珪砂の粒径、珪砂の塗布量等をパラメータとしてもっとも効果（付着強度や施工性）のある組合せから決定したものである。この珪砂を塗布することにより付着強度は 2.0 N/mm^2 程度となるため、前述した波形鋼板の面外変形に伴うコンクリートと波形鋼板の肌隙は生じなかった。



写真 - 3 珪砂塗布状況

さらに、下フランジ接合部の耐久性を確保するため、波形鋼板と下フランジコンクリートとの界面にはシール工を施した。界面に作用する雨水や結露などの水分に対し、波形鋼板接合部の耐久性の低下を引き起こさないように配慮したもので、変成シリコーン系シーリング材を波形鋼板とコンクリートとの界面に対してシールするものである。これにより、万が一波形鋼板とコンクリートとの間に肌隙が生じたとしても、本シールが水分の下フランジへの浸透を防ぐこととなり、耐久性の確保に寄与するものと思われる。

5. 施 工

5.1 主桁製作

本橋は桁長 39.5 m を 5 分割したプレキャストセグメント橋であるが、現場における主桁接合時には、コンクリートウェブ橋と異なり、鋼製接合キーとプレストレス導入による接合に加え、波形鋼板のボルト接合を伴う。このため、主桁製作方法はマッチキャスト方式を採用して主桁製作時

と現場接合時とを可能なかぎり同条件とした。奇数セグメント (1, 3, 5) を先行打設し、これらのセグメント端面を型枠として偶数セグメント (2, 4) を打設した。図 - 8 および図 - 9 に主桁製作フローチャートおよび主桁製作方法図を示す。

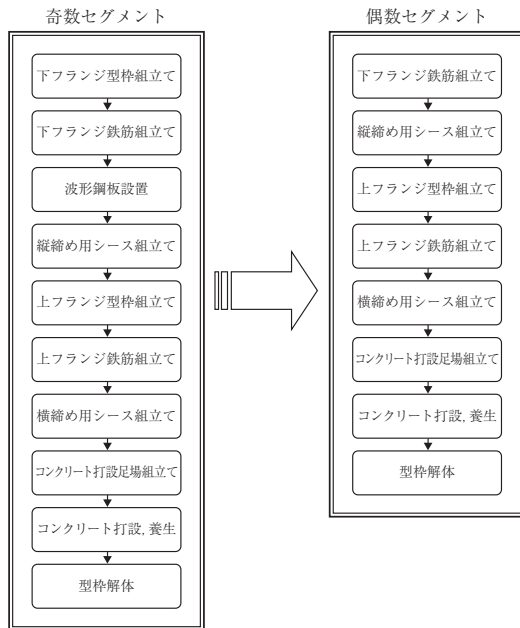


図 - 8 主桁製作フローチャート

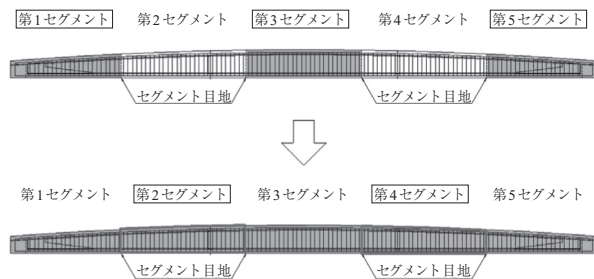


図 - 9 主桁製作方法

また、鋼板メーカーで別途製作された波形鋼板ウェブ部材を使用して主桁製作をするため、現場における主桁接合の施工性は波形鋼板の製作精度の影響を受ける。そこで、写真 - 4 に示すように、工場製作時に現場接合を再現して主桁製作をすることとした。これにより、現場においてセグメント接合時にボルト孔のずれ等が発生することもなく問題なく施工することができた。また、波形鋼板ウェブ PCT 桁橋においては、一般にプレストレス導入直後に下フランジに高い圧縮応力が作用する。本橋においても 22 N/mm^2 程度の圧縮応力が接合面に作用することから、接合面の角欠けやひび割れ防止の面でもマッチキャスト方式は効果的であると考えられる。

5.2 セグメント運搬

セグメントは最大長さ $L = 8.4 \text{ m}$ 、最大重量 $W = 22.5 \text{ t}$ であり、主桁 1 本あたり全 5 セグメントからなる。セグメ



写真 - 4 主桁製作状況

ントの現場搬入は右岸側の端部セグメントから順次、高床式セミトレーラーで行い、90t クローラクレーンを使用して仮架橋上に取り降ろす計画とした。ただし、架橋地点が首都高速道路と近接しており、クレーン作業に対して隔離距離の制約を受けるため、左岸首都高速道路側の端部セグメントは直接取り降ろすことができなかった。そこで、第 4 セグメントの位置に端部セグメントを取り降ろして仮置きした後、軌道上にて縦移動して所定の位置に配置し、最後に第 4 セグメントを搬入して、主桁の組立て接合作業を実施した。写真 - 5 に最終第 4 セグメントの搬入状況を示す。



写真 - 5 セグメント搬入状況

5.3 緊張

波形鋼板ウェブ PCT 桁橋においては、主ケーブルの配置部位が下フランジに限定され、断面中心位置の波形鋼板ウェブをはさんで左右に偏心したケーブル配置となる。本橋においても 12S12.7B 全 6 ケーブルは図 - 10 のように配置されている。このため、横方向剛性の小さい波形鋼板ウェブ構造に配慮し、緊張にあたっては緊張ジャッキを 4 台使用して同時に左右対称に両引き緊張することにより、断面に偏心力が作用しないようプレストレスを導入した。緊張状況を写真 - 6 に示す。このようなことから、各主ケーブルどうしの横方向定着間隔は、ジャッキ 2 台による同時緊張が可能のように決定する必要がある。

5.4 ボルト接合

セグメント接合部のボルト接合には 2 面摩擦高力ボルト接合 (S10T M20) が採用されている。本橋の場合、このボルト接合は、セグメント接合後ドリフトピンを打ち込み

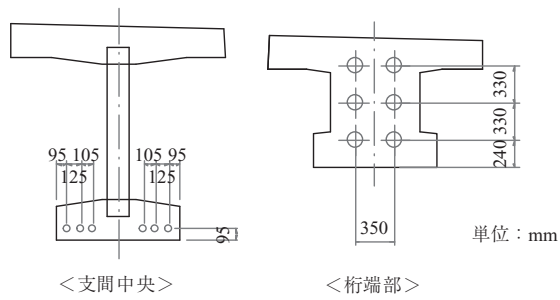


図 - 10 PC 鋼材配置図

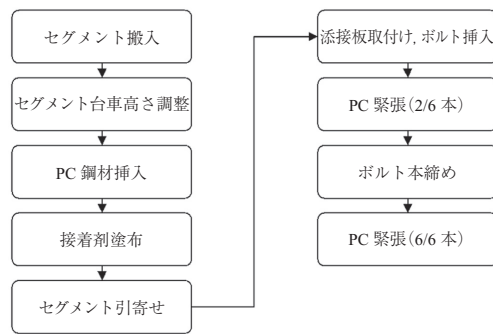


図 - 11 組立て接合状況フローチャート



写真 - 6 緊張状況

添接板との孔を合わせ、高力ボルトを全数手締めにて取り付けた。その後、PC 鋼材全 6 本の主ケーブルのうち、最初の 2 本のプレストレス導入後に、予備締めおよび本締め作業を実施することとした。これは、3、4 本目のプレストレス導入中に主桁にキャンバーが生じることが想定されたためである。キャンバーが生じる前にボルト接合することにより、主桁自重等によるせん断力を波形鋼板に負担させるという設計上の仮定を満足させた。ボルト接合状況を写真 - 7 に示す。



写真 - 7 ボルト接合状況

以上、セグメント搬入からボルト接合までの主桁組立接合作業のフローチャートを図 - 11 に示す。

5.5 主桁架設

架橋位置左岸側は首都高速道路、右岸側は住宅地であるため、上部工の架設は河川内に設置した仮橋上での施工に限定された。そのため、主桁を吊るための架設桁および

横移動用の軌道を橋台背面に設置し、主桁を吊り上げた状態で架橋位置まで横移動する架設方法を採用した。架設桁の組立てにおいては、安全面から首都高速道路との離隔距離を確保しなければならないため、架設桁を仮橋上で組立てた後、首都高速道路の下まで水平移動し、さらにジャッキアップして所定の位置に設置した。

架設時の吊り位置は桁高の低い桁端部となるが、主桁は変断面のため重心位置が変化し、支間中央部での重心位置は桁端部より高くなる。このような場合は、吊上げ時には回転中心位置の違いにより主桁の回転に伴う横座屈が生じやすい。また、ウェブが波形鋼板であるため、一般の T 桁と比較して横方向剛性も小さい。さらに、通常の PC 橋と同様に上フランジを吊りボルトなどで吊り上げると、上フランジ接合部の波形鋼板とコンクリートの付着が切れることも懸念された。そこで、これらに配慮して、架設時の吊上げ方法をワイヤーによる大回しとすることにした。主桁の吊上げ作業は、架設桁上に設置したジャッキにより実施した。主桁架設状況を写真 - 8 に、主桁架設要領図を図 - 12 に示す。



写真 - 8 主桁架設状況

横移動作業時は、両端部台車位置で移動距離を計測して移動距離に差が出ないように管理するとともに、万が一移動距離に差が生じた場合でも架設桁に過大な応力が発生しないように、片側の移動台車と架設桁の接合部はピン構造として安全性を確保した。また、横移動時の主桁の回転・横ぶれ防止対策として、主桁天端と架設桁との間に鉛直サポートを配置した。

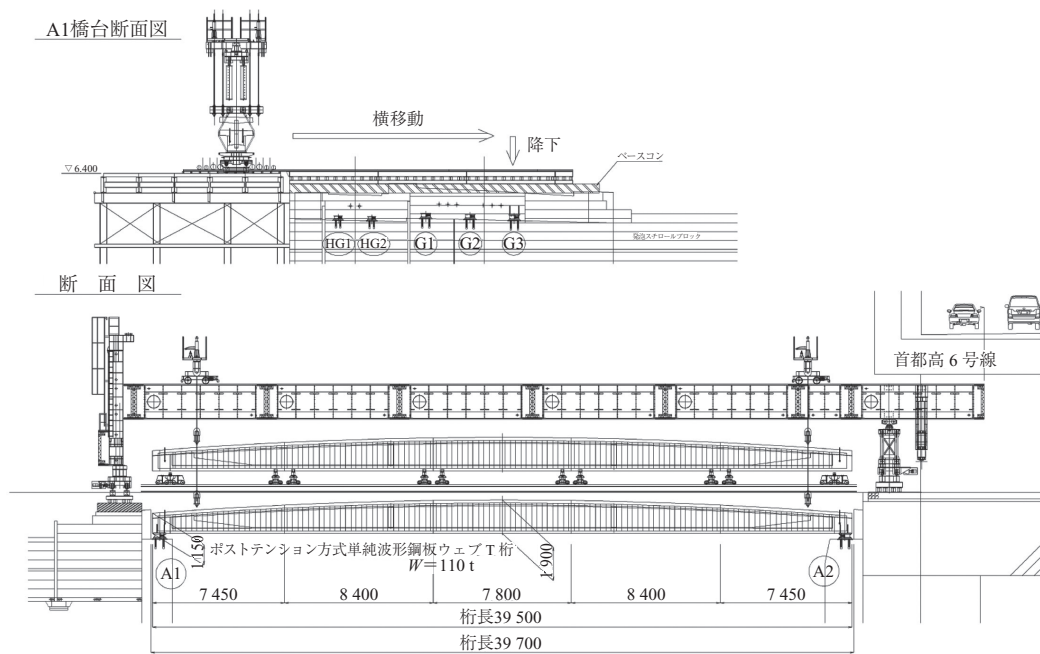


図 - 12 主桁架設要領図

主桁架設作業は、セグメントの搬入、配置、接合および緊張で主桁1本あたり1日、横移動架設で1日、主桁5本で計10日の架設期間となった。主桁架設工程を図-13に示す。

	1日目	2日目	3日目	4日目	5日目	6日目	7日目	8日目	9日目	10日目
搬入	G3桁		G2桁		G1桁		HG2桁		HG1桁	
接合・緊張	—		—		—		—		—	
横取架設										

図 - 13 主桁架設工程

5.6 横組み工

主桁架設後には、吊足場の設置、横桁および床版間詰め部を施工した。これら横組み工に対しては通常のPCT桁橋と同様の手順である。足場は、河川内航路を確保するため、下端高さを現水戸橋の桁下縁より高い位置とした。コンクリートの打設は仮桁橋上にポンプ車を配置して、横桁および床版間詰め部を施工した。なお、コンクリートには、初期のひび割れを防止するため膨張材を添加した。

その後、車道部に設けられている隅切り、歩道部に設けられているバルコニーの施工を行った。

5.7 接合部現場塗装工

波形鋼板ウェブのボルト接合部には現場塗装を実施した。C-5塗装系で、下塗りには超厚膜形エポキシ樹脂塗料、中塗りおよび上塗りにはフッ素樹脂系塗料を塗布するものである。ボルト接合部には、凹凸が多いボルトが多数配置されているうえ、ボルト間隔が狭いため、素地調整、塗布作業とも入念に行った。素地調整は動力工具、手工具で行い、塗布作業は小バケを用いて行った。

6. おわりに

平成22年11月、本工事は無事に完了した。その後べつ工事で橋面工が行われ、残すは高欄、照明の設置で、供用は平成24年度を予定している。写真-9に現況写真を示す。



写真 - 9 現況写真

国内で先例のないポストテンション方式の波形鋼板ウェブPCT桁橋を、設計・製作・架設の各段階で種々の検討のもと無事終えたことは大変意義深いものとする。本工事を挙げるにあたり、多大なご協力をいただいた関係各位の皆様へ感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 武村浩志, 白田 清, 他: ポステン波形鋼板ウェブT桁橋の設計・施工 - 水戸橋架け替え工事 -, 第20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, 2011.10

【2011年10月31日受付】