

波形鋼板ウェブを有するプレストレストコンクリート橋の変形および耐荷挙動に関する研究

横浜国大院 (現 ピーシー橋梁(株)) 正会員 ○ 澤 大輔  
 (株)富士ピー・エス 正会員 辻 裕治  
 日本道路公団 正会員 池田博之  
 横浜国立大学工学研究院 正会員 池田尚治

1. はじめに

波形鋼板ウェブを有するプレストレストコンクリート橋は、主桁重量を軽量化でき、かつ施工を大幅に合理化できるため従来のPC橋に比べ優位な特徴を有した構造形式と言える。また近年では、さらなる合理化・建設コスト削減を目指し、エクストラドロード橋や斜張橋との併用も検討されている。

しかし、波形鋼板は平鋼板に比べて軸方向剛性およびせん断剛性が低下するため、このような特性を有する波形鋼板をウェブに適用した場合、従来の構造形式とは異なった挙動を示す<sup>1)2)3)</sup>ことが報告されている。

そこで本研究では、合理的な設計法の整備を目指し、波形鋼板ウェブ橋の変形および耐荷挙動の解明を目的として、実物大の波形鋼板ウェブ試験体を用いた実験結果をもとに検討を行った。

2. 実験概要

表-1 に実験内容とその目的を示す。実験には支間 45.5m、桁高 3.2m、幅員 14.97m の実物大試験体を用いた (写真-1、図-1)。試験体は、全外ケーブル方式の PCa 構造で、セグメント間はドライジョイント接合となっている。また、コンクリート床版と波形鋼板ウェブには、日本道路公団の本谷橋 (東海北陸自動車道) で採用された埋込み接合方式を用い、ウェブ間は突合せ溶接継手とした。

図-2 に載荷要領を示す。実験では、電動油圧ジャッキの載荷性能を考慮して破壊荷重がそれを上回らないように、上段・下段のケーブルにはそれぞれ 3006kN/本と 2994kN/本ずつ緊張し、支間中央断面には 24000kN のプレストレスを導入した。

鉛直載荷ねじり実験 (Case1-1) では、支間中央位置で片側には上床版上に橋軸方向に設置した剛な H 形鋼に電動油圧ジャッキをセットし、カウンターウェイトに取り付けたゲビンデ鋼棒を緊張し、他方は緊張と同時にジャッキアップすることによって逆対称鉛直荷重を載荷してねじりモーメントを与えた。また、支点沈下ねじり実験 (Case1-2) では、変位管理しながら対角位置にある支点を同時に下げることでねじりモ

表-1 実験内容と目的

| Case    | 実験内容                            | 目的                       |
|---------|---------------------------------|--------------------------|
| Case1-1 | 鉛直載荷ねじり (2 回)                   | ねじり剛性評価                  |
| Case1-2 | 支点沈下ねじり (2 回)                   | ねじり応力状態の把握<br>ねじり耐荷機構の把握 |
| Case2-1 | デコンプレッション荷重<br>繰返載荷 (600kN×3 回) | 供用時の挙動把握                 |
| Case2-2 | 過載荷重繰返載荷<br>(2410kN×20 回)       | PPC 構造化の検討               |
| Case3   | 持続荷重載荷<br>(2410kN, 24 日間)       | 経時変化                     |
| Case4   | 破壊荷重載荷                          | 破壊形式確認<br>外ケーブルの張力増分     |

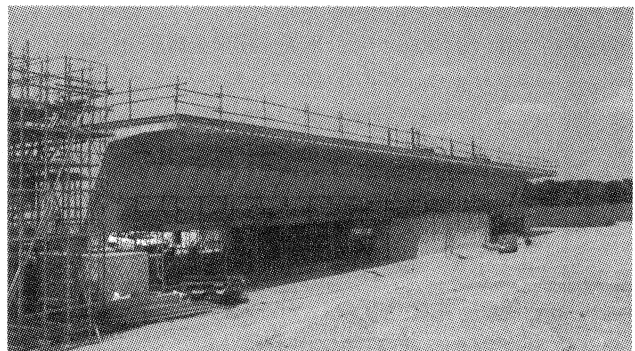


写真-1 実験状況

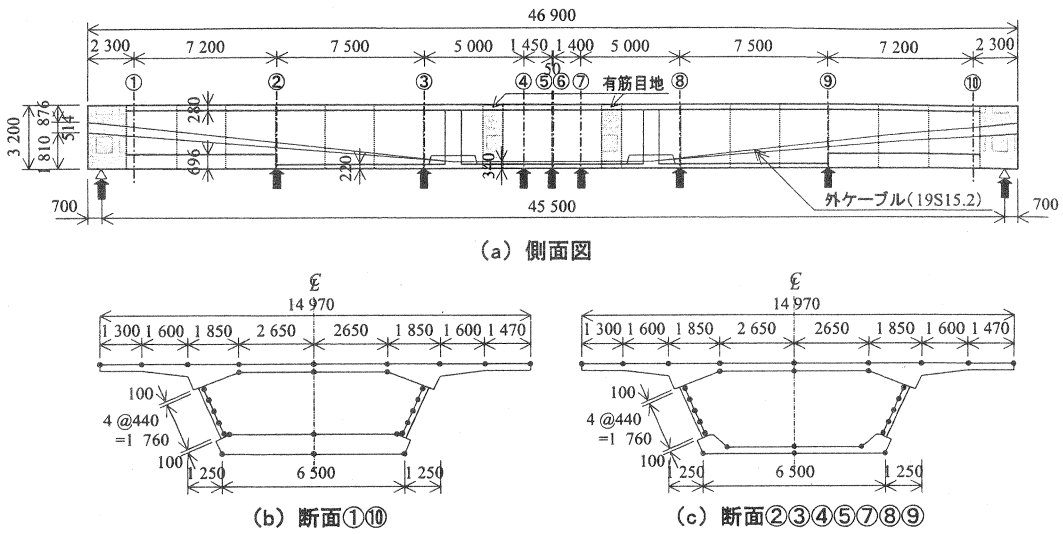


図-1 試験体と計測位置

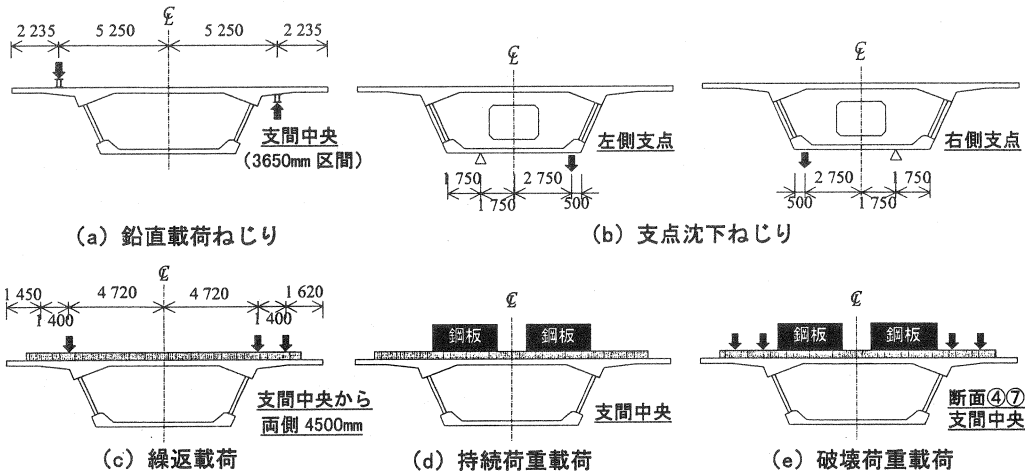


図-2 載荷要領

ーメントを与えた。

繰返載荷実験 (Case2) では、断面④⑦の上床版上に橋軸直角方向に設置した剛な H 形鋼に電動油圧ジャッキをセットし、カウンターウェイトに取り付けたゲビンデ鋼棒を緊張することにより載荷した。持続荷重載荷実験 (Case3) では、支間中央に過載荷重相当 (引張応力度 3.0MPa) の鋼板を設置したまま 24 日間放置した。破壊荷重載荷実験 (Case4) では、Case3 の鋼板を設置したまま Case2 と同じ要領で耐力が低下するまで載荷を続けた。

### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 ねじり挙動実験

##### 3.1.1 ねじり剛性評価 (Case1-1)

図-3 に鉛直載荷ねじり実験から得られたねじりモーメント  $M_T$  とねじり角  $\theta$  の関係を示す。図中には載荷

1回目を●で、2回目を○で表記している。計算に用いるねじり定数  $J_t$  は、一般に式 [1] 4)より算出される。

$$J_t = \frac{\oint r(s) ds}{\oint \frac{1}{n_G(s)t(s)} ds} = \frac{4A_m^2}{\left( \frac{h_1}{n_G \cdot t_1} + \frac{b_1}{t_2} + \frac{h_1}{n_G \cdot t_3} + \frac{b_1}{t_4} \right)} \quad [1]$$

ここに、 $n_G = G_S / G_C$  : せん断弾性係数比  
 $G_S$  : 鋼板のせん断弾性係数  
 $G_C$  : コンクリートのせん断弾性係数

式 [1] は、異なる材料のせん断弾性係数比  $n_G$  を用いて複合構造を単一材料部材に換算したものである。しかし、本構造形式では、波形鋼板ウェブがせん断に対して敏感であるにも関わらず、そのせん断挙動特性による影響が式 [1] には考慮されていない。

そこで、波形鋼板のせん断特性を考慮したねじり定数算定式を提案する (式 [2])。

$$J_t = \frac{\oint r(s) ds}{\oint \frac{1}{n_G(t)t(s)} ds} = \frac{4A_m^2}{\left( \frac{h_1}{n_G \cdot t_1} + \frac{b_1}{t_2} + \frac{h_1}{n_G \cdot t_3} + \frac{b_1}{t_4} \right)} \quad [2]$$

ここに、 $\overline{n_G} = \overline{G_S} / G_C$ ,  $\overline{G_S} = \gamma \cdot G_S$   
 $\gamma = \frac{\int_l dx}{\int_s ds} = \frac{L}{\Sigma l_i}$  : せん断に関する形状係数 (図-4)

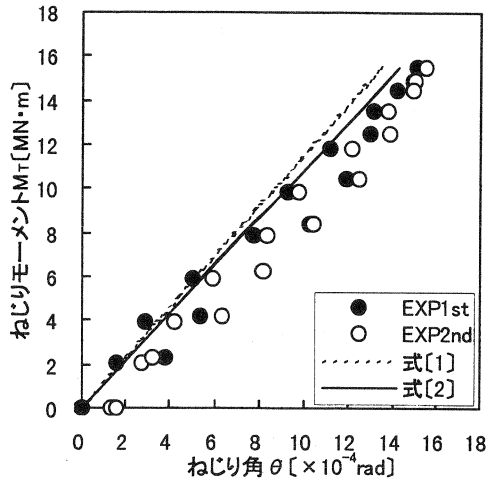


図-3  $M_T - \theta$  関係

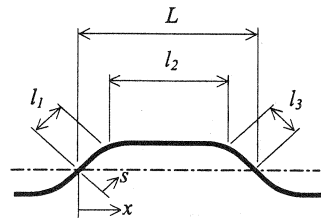


図-4 波形鋼板形状

本提案式は、波形鋼板を平鋼板に換算する際、波形鋼板ウェブ橋の曲げせん断変形の評価に用いられている形状係数  $\gamma$  を導入することにより波形鋼板のせん断弾性係数を見掛けのせん断弾性係数  $\overline{G_S}$  として扱い、この値を用いて算出したせん断弾性係数比  $\overline{n_G}$  を式 [1] に適用したものである。

式 [1] および [2] から算出した計算値をそれぞれ図-3 に示す。両者を比較した結果、従来の式 [1] に比べてより妥当な精度でねじり挙動を評価できていることが確認できる。つまり、波形鋼板のせん断弾性係数を見掛けのせん断弾性係数として扱うことで、簡易的により妥当な精度で評価できるものと考えられる。

### 3.1.2 ねじりせん断分担率 (Case1-2)

ねじりモーメント  $M_T=7410\text{kN}\cdot\text{m}$  を載荷した時の上下床版ならびにウェブのねじりせん断分担率を図-5 に示す。断面①②⑨⑩は下床版厚が他の断面とは大きく異なっているため、図-5 にはこれらを除いた標準断面③~⑧の結果を用いて評価し、総和が1となるように表している。また、ウェブでは平均せん断応力度と

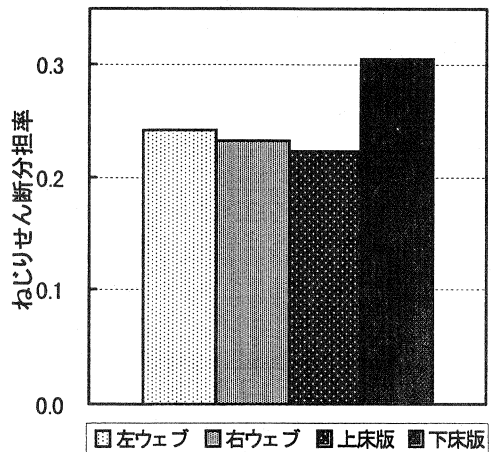


図-5 ねじりせん断分担率

し、床版では板厚が最も薄い断面中央位置における上面および下面の平均せん断応力度を用いている。本構造形式に隔壁を配置しない場合には、ねじりによるウェブのせん断応力度は作用ねじりモーメントによる値よりも大きな値になることが指摘されているが、図からも確認出来る通り、本試験体のように隔壁の機能を兼ね備えた偏向部を設ける場合には、両側のウェブとも全体の約 25% ずつ負担しており、特異な挙動は見られなかった。一方、上床版は約 20%、下床版は約 30% を負担する結果となった。この要因として、断面形状による影響と思われる。つまり、通常の PC 構造ではねじりモーメントによって発生するウェブの軸方向拘束効果が波形鋼板ウェブのアコーディオン効果により極めて小さくなり、ねじりによって生じた面内力(曲げせん断作用)に対して床版が橋軸直角方向には独立した板のような挙動を示すと考えられるため、ねじり中心の関係によって下床版のせん断分担率が大きくなったものと考えられる。逆に、上床版は張出し部でもねじりに対して若干抵抗するため、上床版のせん断分担率が小さな値になったものと考えられる。

### 3.2 曲げ挙動実験

#### 3.2.1 PCa 構造における PPC 化の検討 (Case2)

実験では、図-6 に示す通り、荷重が 600kN (デコンプレッション荷重) に達すると支間中央の目地部が開き出すことによって剛性が大きく変化しバイリニア曲線となった。また、圧縮縁コンクリートの残留ひずみが 50 $\mu$  程度とセグメントの損傷が少なかったため、除荷時も載荷時とほぼ同じ経路を通っており、3.0MPa 程度の引張応力度が生じる過載荷重に対しても全体系では高い復元力特性を有していることが確認できる。

しかし、局所的には 1370kN で波形鋼板のスカラップ部が降伏し、1570kN で支間中央目地部の開口に伴い下床版エッジ外側のコンクリート部にクラックが生じた。これは、その周辺の波形鋼板ウェブが局所的に直線形状になることによってコンクリートが外側に押し出されたためである。

今後、PCa 構造における PPC 化を進めるには、目地部での局所的な検討とウェブと床版の接合部

表-2 曲げ挙動実験状況

| 荷重 [kN]      | 状 況                          |
|--------------|------------------------------|
| 600          | 異常なし                         |
| 1370         | 波形鋼板スカラップ部降伏                 |
| 1570         | 下床版エッジ部外側クラック発生              |
| 2160         | 上床版下面の目地開き                   |
| 2400<br>持続荷重 | 上床版下面の目地部以外にクラック発生           |
| 3340         | 下床版エッジ部外側のコンクリート剥離           |
| 3760         | 支間中央上床版上面のコンクリート剥離<br>(圧縮破壊) |

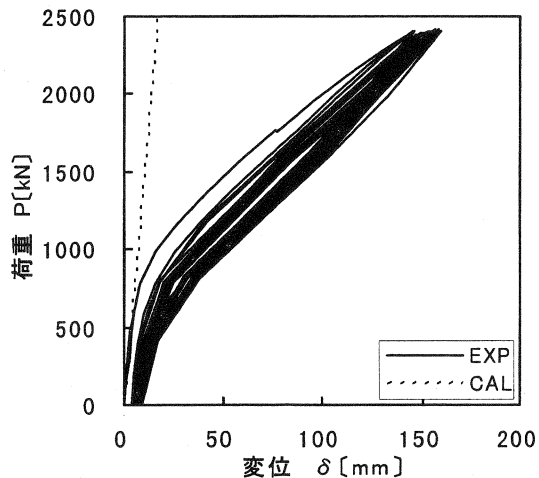


図-6 P- $\delta$  関係 (Case2)

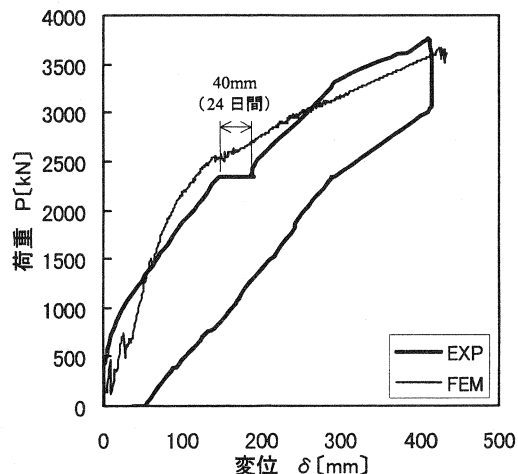


図-7 P- $\delta$  関係 (Case3, 4)

における耐久性が課題として考えられる。

### 3.2.2 破壊過程 (Case3, 4)

図-7に Case3 および Case4 の荷重-変位関係を示す。持続荷重載荷実験により 24 日間 2410kN の過載荷重を載荷したまま放置したため、上床版コンクリートのクリープひずみにより変位が約 40mm 進行した。荷重をさらに増加させると 3340kN で下床版エッジ外側のコンクリート部に剥離が生じ、3760kN で圧縮縁のコンクリートが剥離して曲げ圧縮破壊に至った。また、終局時における外ケーブル張力は、降伏強度の 95% に達しており、降伏強度に対して 24% (380MPa) の張力増分量となった。

### 3.2.3 曲げせん断力分担率

本実験結果と既往の研究<sup>9)</sup>をもとに、床版厚と桁高の比 $\xi$  (以下、床版比と称す) をパラメータとしたウェブのせん断力分担率 $\kappa$ の変化を図-8 (a) に示す。縦軸にはウェブのせん断力分担率 $\kappa$  (実験値/計算値) を、横軸には床版比 $\xi$ を取っている。ここでは、図-8 (b) に示す通りウェブ取付け部を含めた上下床版厚の和を床版厚として定義した。図-8 (a) 中の破線は理論上のせん断力分担率の変化を示している。実験および解析結果にはばらつきがあるものの、床版比の増大に伴って波形鋼板ウェブが負担するせん断力分担率が低下する傾向が確認でき、それらは理論式と同様の傾向を示しているように思われる。

この結果をもとに、ばらつきの上限を取ってウェブのせん断力分担率を床版比の変数として表すと式 [4] のように書ける。また、これをウェブのせん断応力度算定式に組込むと式 [5] のように表せる。

$$\kappa = 1 - 0.5\xi = 1 - 0.5 \frac{\Sigma h_f}{H} \quad [4]$$

$$\tau_w = \kappa \frac{Q - Q_p}{A_w} \quad [5]$$

ここに、 $\tau_w$  : ウェブのせん断応力度     $\kappa$  : ウェブのせん断力分担率     $\Sigma h_f$  : 全床版厚     $H$  : 桁高  
 $Q$  : 荷重によるせん断力     $Q_p$  : PC 鋼材の鉛直成分     $A_w$  : 波形鋼板ウェブの断面積

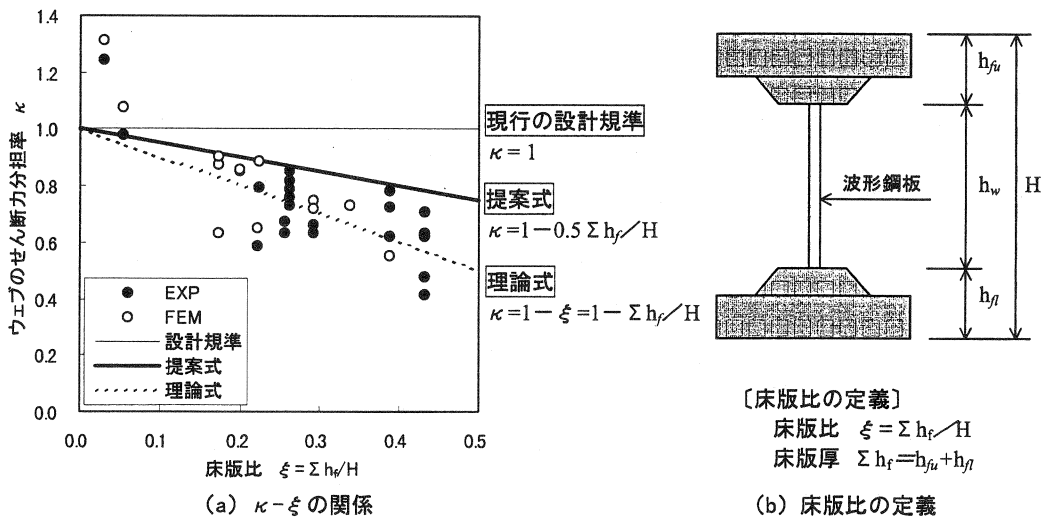


図-8 ウェブのせん断力分担率と床版比の関係

現行の設計では、せん断力に対しては全てウェブで抵抗するとされている。これは、終局時にはコンクリート床版が損傷を受けることを想定しているものと思われる。しかし、供用状態下では、既往の研究によりウェブが実際に負担するせん断力は作用せん断力の 60~85%程度であると報告されており<sup>67)</sup>、それぞれの分

担率を定量化しコンクリート床版のせん断力分担率を考慮することで、より一層合理的な設計が可能になるものと思われる。また、コンクリート床版のせん断抵抗を期待する場合には、コンクリート床版のせん断に対する安全性の検討を行う必要があると考えられる。

ただし、式〔4〕は供用状態でのせん断挙動を対象としているが、終局時に対しても同様の考え方が適用できるものと考えられる。

#### 4. まとめ

本研究では、実物大の波形鋼板ウェブ試験体を用いて変形および耐荷挙動について検討を行った。得られた成果を要約すると次の通りである。

- 1) 波形鋼板の形状係数  $\gamma$  を導入することによって表せる見掛けのせん断弾性係数を用いた簡易的なねじり定数の評価式を提案し、それによりねじり挙動を適切な精度で評価できることを示した。
- 2) 隔壁の機能を兼ね備えた偏向部を有する場合には、ねじりによってウェブに特別大きなせん断応力度が生じないことが確認できた。また、逆台形断面とした場合には、下床版のねじりせん断分担率が高くなる傾向にあることが明らかとなった。
- 3) 波形鋼板ウェブ橋の PCa 構造は、過載荷重に対しても高い復元力特性を有しているが、PPC 化を進めるには、目地部での局所的な挙動の検討とウェブと床版の接合部における耐久性が課題として考えられる。
- 4) 曲げ圧縮破壊時における外ケーブル張力は、降伏強度の 95% に達しており PC 鋼材の降伏強度に対して 24% (380MPa) の張力増分となっていることが確認できた。
- 5) 供用時におけるウェブのせん断力分担率  $\kappa$  を床版比  $\xi$  の関数として定量化し、コンクリート床版のせん断力分担率を考慮したウェブのせん断応力度算定式を提案した。

#### 謝辞

本研究を進めるに際し、実験に携われた関係者の方々には多大なるご協力を受け賜りました。ここに感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) J.Combault・大浦隆(訳): シャロール近くのモープレ高架橋, プレストレストコンクリート Vol.34, No.1, PC 技術協会, pp.63~71, 1992.1
- 2) 山口恒太, 山口隆裕, 池田尚治: 波形鋼板をウェブに用いた複合プレストレストコンクリート桁の力学的挙動に関する研究, コンクリート工学論文集, 第 8 巻第 1 号, 1997.1
- 3) 田島 潤, 山口隆裕, 池田尚治: 波形鋼板ウェブを有する PC 構造の複合機構に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.19, No.2, 1997.6
- 4) 複合橋設計施工規準(案), PC 技術協会, 平成 11 年 12 月
- 5) 例えば, 水口和之, 芦塚憲一郎, 桜田道博, 日高重徳: 本谷橋(波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋)の実橋載荷実験, PC 技術協会第 8 回シンポジウム論文集, pp.13-18, 1998.10
- 6) 水口和之, 芦塚憲一郎, 佐藤幸一, 桜田道博: 本谷橋(波形鋼板ウェブ PC 変断面箱桁橋)のたわみに関する検討, PC 技術協会第 9 回シンポジウム論文集, pp.47-52, 1999.10
- 7) 水口和之, 芦塚憲一郎, 大浦隆, 日高重徳: 波形鋼板ウェブ PC 橋のせん断力分担率と床版の付加曲げについて, PC 技術協会第 9 回シンポジウム論文集, pp.59-62, 1999.10