

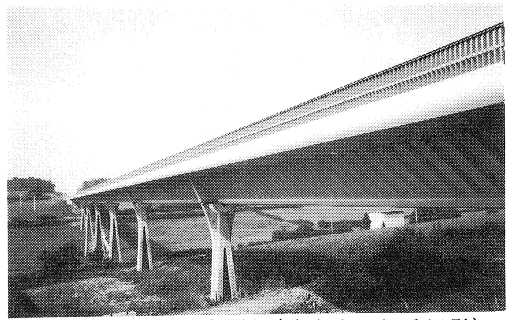
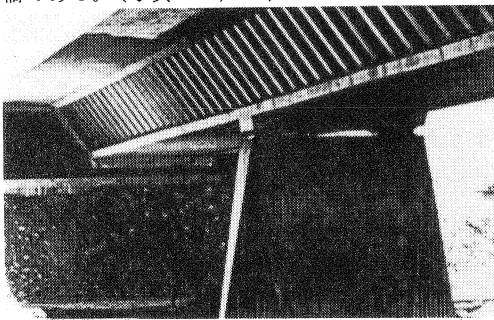
(11) 波形鋼板ウェブを用いたPC単純桁の一試設計

(株)ピー・エス 第一技術部 正会員 ○服部 政昭
同 上 正会員 大浦 隆

1. はじめに

波形鋼板ウェブのアイデアは古くは外国の構造物で見られる。これは鋼板の座屈強度を高める目的で開発されたもので、日本では1965年に島田¹⁾の研究がある。

1980年になって、フランスのキャンプノンベルナル社はPC桁のウェブにこの構造の適用を考え、いくつかの実験を行った後、実橋に採用した。これらがコニャック橋、モープレ橋、およびアステリックス橋である。(写真-1, 2)



PC橋における本構造の最大の利点は「軽量化」であり、軽量化がきわめて重要な要因となる長大橋等には非常に有利なものと考えられる。筆者らは機会があって本タイプの歩道橋の比較設計を行った。(図-1)

本報告では、設計を中心に構造特性(導入プレストレス、ウェブのせん断座屈強度等)を述べ、さらに通常の鋼プレートガーダーとの比較、およびこの種の構造物の将来性についても簡単に述べる。

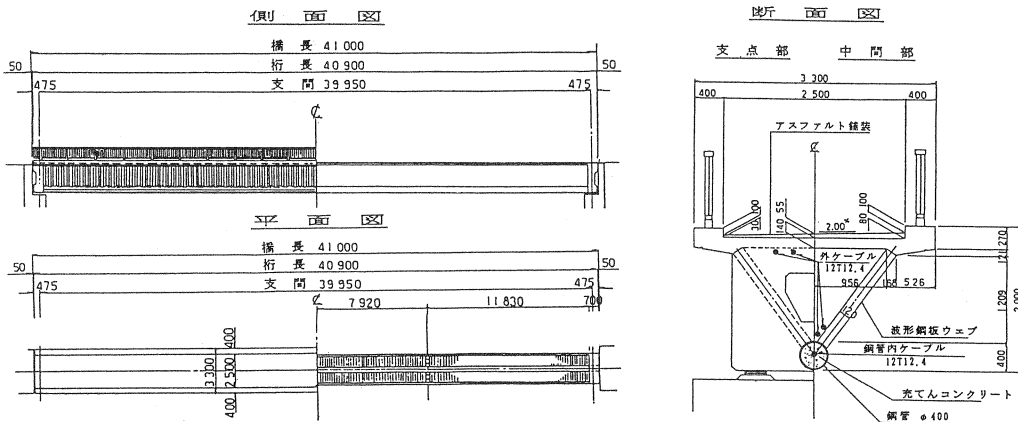


図-1 設計歩道橋一般図

2. 構造特性

本橋はモープレ橋を参考にしたものでのその構造は以下の点に特徴がある。

- ①ウェブに波形鋼板を使用している。
- ②外ケーブルを使用している。
- ③下床版に鋼管コンクリート部材を適用している。
- ④断面形状が三角形である。

これらの特徴により以下のきわめて有利な面をもつ。

波形鋼板ウェブを用いることにより

- (1) ウェブの重量が主桁全体重量の20～30%を占めるPC橋に比べて主桁重量をかなり減少できる。
- (2) 鋼プレートガーダーに比べてウェブのせん断座屈強度が著しく増大する。板厚は示方書にて定められた最小厚とすることができ、座屈強度は波形の高さを大きくすることにより増大する。
- (3) プレストレスを与えると軸力に抵抗できない波形鋼板のアーティオン効果により、ウェブにストレスが逸散せず、導入したい部分にほぼ全部導入できる。
- (4) コンクリート床版のクリープ、乾燥収縮や温度変化に対して鋼ウェブが拘束することなく変形は自由である。
- (5) 波形模様様が好アクセントを与え、橋梁の印象度を高める。

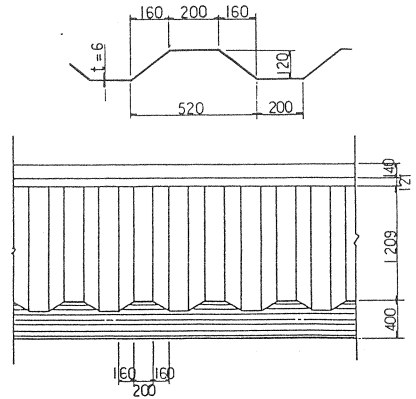


図-2 波形鋼板ウェブ(SS400)

外ケーブルを用いることにより

- (1) 煩雑なウェブ内のシース配置がなくなり、省力化が図れる。
- (2) キャンパー(そり)はプレストレスにより与えることができ、通常の鋼桁に必要な製作そりを必ずしも必要とせず、仮に必要としても波形鋼板の可とう性のため容易である。

下床版に鋼管コンクリートを用いることにより

- (1) 型枠、鉄筋組を省略することができる。
- (2) 合成構造とすることにより剛性が増加する。
- (3) 鋼管の局部座屈を充てんコンクリートが防止するため、鋼管の許容圧縮応力度を大きくとれる。
- (4) 鋼管内のコンクリートは乾燥収縮が無視でき、クリープ係数も小さく2次応力は小さい。

三角形断面を採用することにより

- (1) 四角形断面に比較して、ねじりによる断面変形をおさえることができる。したがって中間隔壁(中間横桁)は不要である。
- (2) ユニークな印象を与え、美観に優れる。

3. 設計方法

本橋のようなPC合成橋に関する設計示方書、指針類は現在の所、適当なものはない。本設計では基本的部分をフランスの橋で用いられた設計法^{2),3),4)}にならい、そして①プレストレスをあたえていること、②主構造が鋼よりもむしろコンクリートで成り立っていることなどを考慮して、主に「道路橋示方書 III. コンクリート橋編」のプレストレストコンクリートの規定に従って行うこととした。したがって、許容応力度はこの規定に従い、曲げ破壊安全度の検討も行った。ウェブのせん断応力度の検討の一部とずれどめの設計にのみ「道路橋示方書 II. 鋼橋編」の規定を用いた。

3.1 設計荷重作用時の曲げ応力度の検討

3.1.1 計算方法

(1)断面諸定数

波形鋼板ウェブは橋軸方向力には抵抗しないがせん断力は伝達するという特性を考慮して計算に用いる断面諸定数はウェブを無視した断面で算出した。すなわち、断面は①上床版コンクリート ($\sigma_{ck} = 400 \text{ kgf/cm}^2$)、②鋼管 (SKK400)、③充てんコンクリート ($\sigma_{ck} = 500 \text{ kgf/cm}^2$) で構成されるものとした。(図-3)

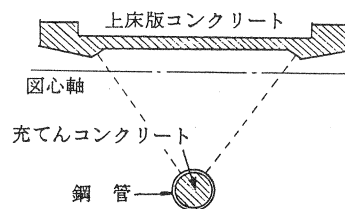


図-3 設計断面形状(曲げ)

(2) 曲げ応力度の計算

曲げ応力度の計算は上記断面諸定数を用い、はり理論で計算した。荷重による曲げ応力度の計算は通常の方法 ($\sigma = M/z$) で行った。プレストレスの計算は次の2通りの方法がある。①通常のPC桁と同様 ($\sigma = P/A \pm P \cdot e_p/z$) の方法。②プレストレス力を外力とし、軸力は全て上床版または下床版に導入されるとして計算する方法。本設計では有限要素法解析の結果(3)参照)を考慮して①の方法を用いた。

上床版コンクリートのクリープ、乾燥収縮、および床版と桁の温度差の影響は波形鋼板ウェブが軸力を負担しないので考慮しない。

(3) 有限要素法解析との比較

ウェブ鋼板を無視した断面を用いる計算法の妥当性を確認するために有限要素法解析との比較を行った。

有限要素法解析ではウェブを異方性材料として扱い、ヤング係数を次のように設定した⁴⁾。 $E_y = E_s$, $E_x = E_s (e/h)^2$ 。ここに、 E_s : 鋼板のヤング係数, e : 鋼板厚, h : 波の高さ(図-4)。

応力度の計算結果を比較した例を図-5に示す。

たわみの計算結果は有限要素解析 $\delta f = 21.2$ mm, はり理論解析 $\delta b = 23.5$ mmとなった。

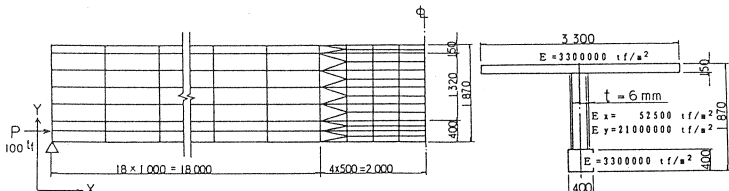


図-4 有限要素法解析モデル

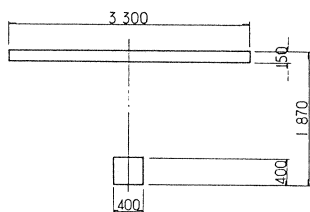


図-5 はり理論モデル

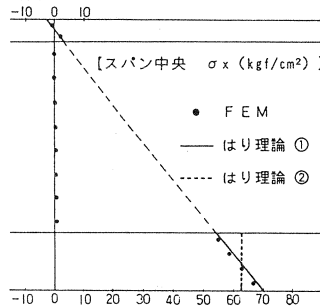


図-6 応力度の比較

3.1.2 PCケーブルの配置

主ケーブルとして次の2種類のものを使用した。

- ①コンクリートとの付着がある直線配置の鋼管内ケーブル(12T12.4 : 1本)。
- ②コンクリートとの付着が無くデビエータで曲げ上げられる外ケーブル(12T12.4 : 4本)で永久荷重による曲げモーメントに釣り合うように配置した。

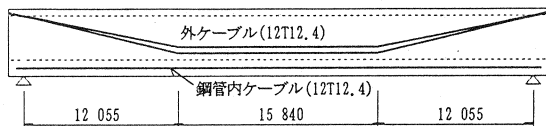


図-7 ケーブル配置

3.1.3 有効プレストレスの計算

(1) 鋼管内ケーブル

外ケーブルによる曲げモーメントと死荷重による曲げモーメントがほぼ釣り合っているので、鋼管コンクリートの応力変化は鋼管内ケーブルによる軸力のみが作用する部材として計算した。

(2) 外ケーブル

外ケーブルの有効引張力は猪股の近似式⁵⁾により計算した。

3.2 曲げ破壊安全度の検討

曲げ破壊安全度の検討は「道路橋示方書 III, コンクリート橋編」に従って行った。破壊抵抗曲げモーメントの計算では引張鋼材として、外ケーブル、鋼管内ケーブルおよび鋼管を考慮した。外ケーブルはコンクリートとの付着がないので、破壊時の応力度は付着のあるPC鋼材の70%とした。計算の結果、曲げ破壊安全率はスパン中央断面で $F = 1.01$ となった。このように現行の計算方法では、主ケーブルに外ケーブルを多く用いた場合、終局荷重作用時で断面が定まることがある。外ケーブルを用いた場合の破壊抵抗曲げモーメントの計算方法については多くの理論が提案されているが、今後さらに検討する必要がある。

3.3 せん断に対する検討

せん断力は全て波形鋼板ウェブが受け持つとして検討した。検討は以下に示す三つの状態について行った。
①板のせん断応力度の照査、②せん断局部座屈の検討、③せん断全体座屈の検討。①は通常の検討故、ここでは省略する。

3.3.1 せん断局部座屈の検討

せん断局部座屈強度は板の折り曲げ点をヒンジとした座屈とし、Skan and Southwell の式⁶⁾より求めた。

$$\tau_{cr} = \frac{E \cdot \pi^2}{12(1-\nu^2)} \cdot \left(\frac{t}{b}\right)^2 \cdot k \quad \begin{array}{l} E: \text{ヤング係数}, \nu: \text{ポアソン比}, b: \text{短辺長}, a: \text{長辺長} \\ k: b/a \text{ より得られる係数}, t: \text{板厚} \end{array}$$

$\tau_{cr} = 910 \text{ kgf/cm}^2$ を得、設計せん断応力度 $\tau_b = 185 \text{ kgf/cm}^2$ に比較して十分大きい。

3.3.2 せん断全体座屈の検討

全体座屈強度は直交異方性板として算出し、計算式は John T. Easley の式⁷⁾を使用した。

せん断座屈強度は

$$\tau_{cr} = 36\beta \frac{E I_y^{1/4} \cdot E I_x^{3/4}}{h^2 \cdot t}$$

E : ヤング係数

I_x : 図の X 軸に関する断面の 2 次モーメント

I_y : 図の Y 軸に関する断面の 2 次モーメント

t : 板厚

β : $1.0 \leq \beta \leq 1.9$ で材端での固定度を示す。

(単純支持: $\beta = 1.0$, 固定支持: $\beta = 1.9$)

本構造は固定支持と考えられるが、単純支持としても安全であることを確かめた。($\tau_{cr} = 1320 \text{ kgf/cm}^2$)

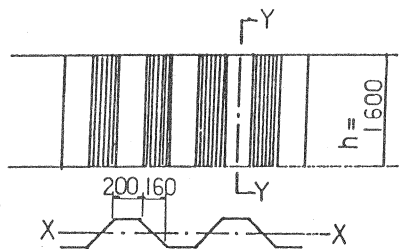


図-8 座標

4. たわみの検討

表-1 にたわみの計算結果を示す。死荷重作用時に 37.3 mm, 設計荷重作用時に 1.9 mm 上方に反るので美観を考慮して製作時にキャンバーをつけないものとした。

表-1 たわみの集計

		たわみ(mm)
①	死荷重	73.6
②	変動荷重	35.4
③	導入時のプレストレス	-99.4
④	設計荷重時のプレストレス	-84.0
①+④	死荷重作用時	-37.3
①+②+④	設計荷重作用時	-1.9

5. プレートガーダー橋との比較

表-2 (文末) に活荷重非合成単純プレートガーダー橋との比較検討結果を示す。

(1) 経済比較

本設計では波形鋼板ウェブPC橋の鋼材量がプレートガーダー橋の40%にもかかわらず、工場製作費合計が60%までしか下がらない。これは製作費単価が2倍以上に見積もられていることによる。また、全体構造をクレーンで一括架設する工法としたため架設費が段階施工のできるプレートガーダー橋の2倍程度になる。このようなことから直接工事費でプレートガーダー橋の25%増となった。

(2) 評価

波形鋼板ウェブPC橋は本橋のような歩道橋については経済性ではプレートガーダー橋に比べ若干劣るが、そのスマートな景観は強烈的な印象を与え観光ルートなどには適すると思われる。

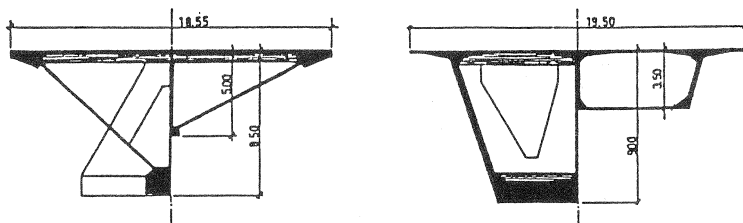
6. 波形鋼板ウェブPC橋の将来展望

波形鋼板ウェブPC橋は2. で述べたような構造特性を持つため、①主桁の軽量化が可能で外ケーブルと

組み合わせることにより長大橋に有利である。②現場作業が軽減され、現場の省力化・工期短縮が可能である。③美観が重要視される場合に有効である。

①について通常のPC橋(スパン172m)と比較したフランスの例を紹介する。(図-9⁴⁾)

また、③についてフランスのデザイン例を紹介する。(図-10⁴⁾, 図-11⁴⁾)



波形鋼板ウェブPC橋
(支間 172 m)

平均厚 0.35 m
PC鋼材量 32 kgf/m²
鉄筋量 36 kgf/m²
反力 5 500 tf
鋼板量 95 kgf/m²

通常のPC橋
(支間 172 m)

平均厚 0.99 m
PC鋼材量 62 kgf/m²
鉄筋量 79 kgf/m²
反力 10 000 tf

図-9⁴⁾ 波形鋼板ウェブPC橋と通常のPC橋との比較

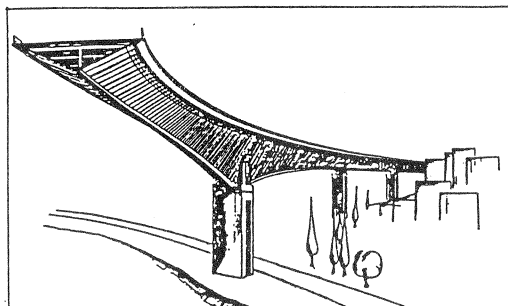


図-10⁴⁾ 波形鋼板ウェブPC橋のデザイン例

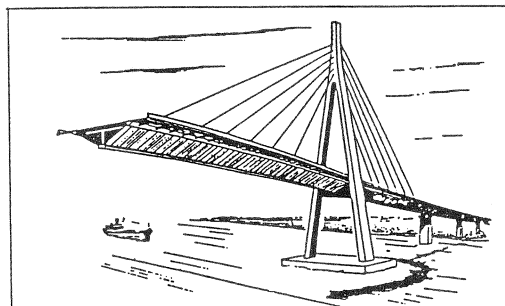
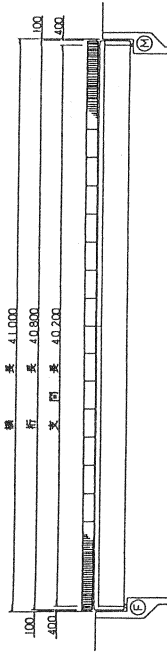
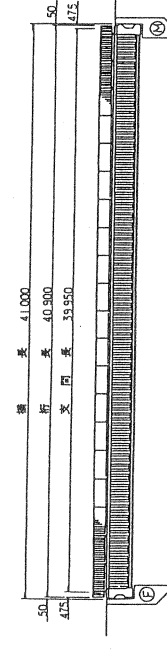
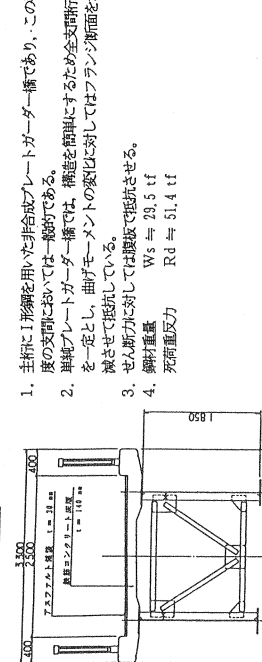
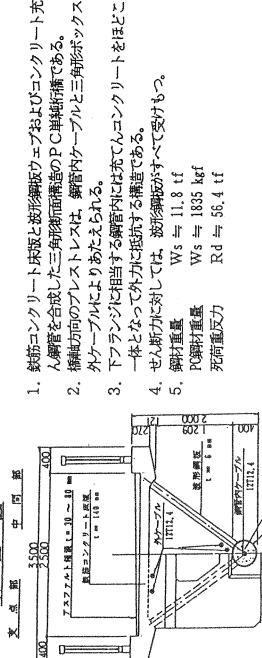


図-11⁴⁾ 波形鋼板ウェブPC橋のデザイン例

参考文献

- 1) 島田静雄: Rippie Web Girder による鋼板のせん断試験, 土木学会論文集, 第124号, pp.1~10, 1965年12月
- 2) Pierre Thivans, Marcel Cheyrezy: Structures à âmes métalliques plissées, ANNALES DE L'ITBTP, Octobre 1987
- 3) Jacques combault: The Maupre Viaduct Near Charolles, France, Proceedings of 1988 National Steel Construction Conference, June 1988
- 4) Pierre Thivans: Structures en Béton Précontraint avec Âmes Métalliques Plissées, Prix de L'Innovation de la FNTP, 1982
- 5) 猪股俊司: PC橋にアウトケーブルを用いた設計例, PC構造物最近の設計例と未来像, (社)プレストレストコンクリート技術協会, pp.14~15, 1984年2月
- 6) Friedrich Bleich: Buckling Strength of Metal Structures, Engineering Society Monographs, McGRAW-HILL, pp.390~399, 1952
- 7) John T. Easley: Buckling Formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragms, Journal of The Structural Division, pp.1403~1417, July 1975

表-2 上部工形式比較検査寸書
CASE 1. 活荷重台合成単形プレートガーター橋
CASE 2. 逆形鋼板ウェブ型PC単形桁橋

例 面 図		
<p>桁架構造寸法</p>	 <ol style="list-style-type: none"> 1. 主桁にI形鋼を用いた非合成プレートガーター橋であり、この程度の支間においては一般的である。 2. 単形プレートガーター橋では、構造を簡単にするために全支間桁高を一定とし、曲げモーメントの差に対応してはフランジ断面を増減させて抵抗している。 3. セン断力に対しては抵抗を増加させる。 4. 鋼材重量 $W_s \approx 23.5 \text{ tf}$ 死荷重反力 $R_d \approx 51.4 \text{ tf}$ 	 <ol style="list-style-type: none"> 1. 鉄筋コンクリート床版と逆形鋼ウェブおよびコンクリート充填鋼管を合成した三角桁面構造のPC単形桁である。 2. 線形方向のプレストレスは、鋼管内ケーブルと三角形ボックス内ケーブルにより与えられる。 3. フランジは相当する鋼管内には充填コンクリートをほとんどし、一体となって外力に抵抗する構造である。 4. セン断力に対しては、逆形鋼管がすべて受け持つ。 5. 鋼材重量 $W_s \approx 11.8 \text{ tf}$ PC鋼材重量 $W_s \approx 1835 \text{ kgf}$ 死荷重反力 $R_d \approx 56.4 \text{ tf}$
<p>方 工 寸 法</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 3分節された主桁を自走式クレーンで吊り上げ、ベント上に据え付け後、継ぎ手を行い桁を架設する工法で、鋼架設では最も一般的な工法である。 2. 主桁架設後、吊り足場を組み、上床版を施工する。 3. 概算工事日数 架設・工架製作 130日 架設・橋面工 80日 合 計 210日 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 5分節された主桁鋼管をCASE 1と同様、自走式クレーンで吊り上げ、ベント上に据え付け後、現場溶接にて接合・組立を行う。 2. 主桁鋼管組立後、鋼管内にPCケーブルを配置し、充填コンクリートを打設、外ケーブルを組立て架設を施工する。 3. コンクリートが所定の強度に達したらPCケーブルの緊張を行い、自走式クレーンで架設する。 4. 概算工事日数 架設・工架製作 90日 架設・橋面工 90日 合 計 180日
<p>糸束・管管理</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. 鋼架の場合、通常の逆形鋼板の張り替え間隔は7~10年であり、その他のメンテナンスに関しては特に関係はない。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 逆形鋼板の維持管理はCASE 1と同様である。 2. その他のメンテナンスに関しては、通常の鋼橋・コンクリート橋と同様、特に関係はない。
<p>糸至 済 寸 法</p>	<p>概算架設工事費 20,000,000円 (比率 1.000) 196,000円/m</p>	<p>概算架設工事費 25,000,000円 (比率 1.250) 245,000円/m²</p>
<p>音平 寸 法</p>	<ol style="list-style-type: none"> 1. この程度の橋形式としては一般的であり特に問題はない。 2. 施工性ではCASE 2に比べ、工事日数が若干劣るが、経済性ではまさる。 	<ol style="list-style-type: none"> 1. 本橋梁の構造形式は、国内ではじめてである。 2. 経路性ではCASE 1に比べ若干劣るが、本橋を観光ルートに架設する場合は、観光光景の付加価値をもつと思われ、地域に与える影響は大きい。