

波形鋼板ウェブを有するPC橋 ——新開橋——

近藤 昌泰^{*1}・清水 洋一^{*2}・大浦 隆^{*3}・服部 政昭^{*4}

1. ま え が き

新開橋は、現在建設中の一般国道 116 号新潟西バイパス（仮称）高山 IC にアクセスする主要地方道新潟寺泊線、新潟市高山地内の東部幹線排水路上に建設された、日本で初めて「波形鋼板ウェブ」と「取替え可能な外ケーブル」を使用した鋼・コンクリート合成構造のプレストレストコンクリート箱桁道路橋である（写真-1）。

構造用鋼板を折り曲げた「波形鋼板」を梁のウェブに利用したものは外国の建築物等で見られる¹⁾。日本でも、1965 年に島田²⁾の研究があるほか、1970 年代には、ウェブに波形鋼板を使用した鋼桁が製鉄所のクレーン受梁として数 km にわたり使用された³⁾（写真-2）。最近、鋼板の波形加工技術の進歩などにより欧米で活発に研究が行われている。これらは主に鋼板の座屈強度を高める目的で開発されている。

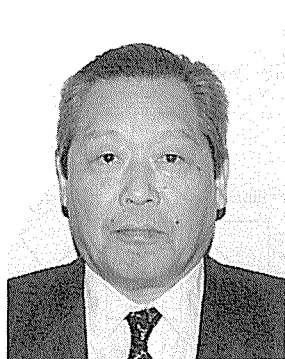
1980 年代になって、フランスでは外ケーブル方式プレストレスングを利用して、プレストレストコンクリート箱桁橋のウェブに波形鋼板の適用を考え、詳しい解析と実験を行った後、コニャク橋、モープレ高架橋等に採用した¹⁾。この新しい構造は、曲げに対して合理的なプレストレストコンクリートに、軽量でせん断座屈強度が高い波形鋼板をウェブに適用した優れたコンクリートと鋼の合成構造である。このことにより、主桁自重は



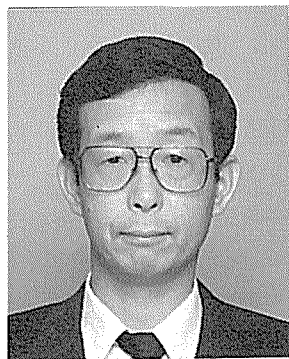
写真-1 新開橋



写真-2 製鉄所内のクレーンガーダー



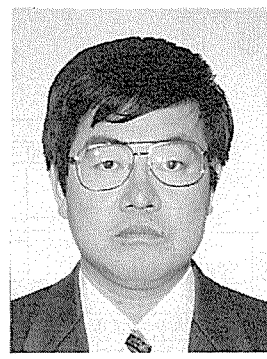
^{*1} Masayasu KONDO
前：新潟県 土木部
新潟土木事務所長



^{*2} Youichi SHIMIZU
新潟県 土木部
道路建設課橋梁係長



^{*3} Takashi OHURA
(株)ピー・エス 名古屋支店
技術部 次長



^{*4} Masaaki HATTORI
(株)ピー・エス 東京支店
土木技術部 設計課長代理

大幅に軽減され、プレストレスの効果も改善され、さらに乾燥収縮や温度変化の影響を受けにくい構造となる。また、ウェブを工場製作とし、外ケーブルを利用することにより現場作業の省力化も実現できる。

新開橋は、波形鋼板ウェブと外ケーブルを使用した、国内では実績のない新しい構造であるため、設計、施工および維持管理全般にわたり、「新開橋技術検討委員会」（池田尚治委員長、横浜国立大学教授）において十分な検討を行った。

本報告は、新開橋の上部工の設計施工について、本橋に特有な事項を中心に紹介するものである。

2. 工事概要

工事名称：主要地方道新潟寺泊線大規模開発関連道路整備事業

橋名：新開橋

工事場所：新潟市 高山地内

工期：平成4年6月～平成5年11月

発注者：新潟県新潟土木事務所

道路規格：第3種 第2級

構造形式：上部工 波形鋼板ウェブ PC 2 主単純箱桁

下部工 逆 T 式橋台

基礎工 杭基礎工（ベノト杭）

橋長：31.0 m

支間：30.0 m

有効幅員：14.0 m (3.0 m+8.0 m+3.0 m)

活荷重：TL-20

雪荷重：100 kgf/m²

斜 角：70°

主要材料：表-1 に示す。

表-1 主要材料（上部工）

種 別	仕 様	単位	数量	摘 要
コンクリート	$\sigma_{ck}=400 \text{ kgf/cm}^2$	m ³	194	主桁、横組
コンクリート	$\sigma_{ck}=240 \text{ kgf/cm}^2$		15	地 覆
鉄 筋	SD 295	tf	29	
鋼 材	SM 490	tf	20	波形鋼板
頭付きスタッド	$\phi 22-150$	tf	3.0	ずれ止め
P C 鋼 材	SWPR 7 B $\phi 15.2$	tf	7.0	主ケーブル
	SWPB 930/1180 $\phi 32$		0.2	鉛直締め
	SWPR 19 $\phi 21.8$		3.6	横締め
型 枠		m ²	871	

新開橋の構造図を図-1 に示す。上部工の工事は、平成4年10月に波形鋼板ウェブの工場製作に着手、同年12月現場での主桁製作を開始、平成5年3月に主桁が完成した。引き続き主桁架設工、横組工、橋面工等の工事を進め、同年8月に完成し、載荷試験、振動試験等を行い、平成5年11月に竣工した。

3. 本橋の特徴

本橋は、次のような構造特性を有している。

- 1) 箱桁断面の軽量化、性能の改善としてウェブに波形鋼板（写真-3）を使用したコンクリートと鋼の合成構造である。
- 2) 箱桁断面の下床版に配置する内ケーブルと箱桁内の空間に配置する外ケーブルを併用している。
- 3) 外ケーブルは取替え可能な構造としている。

波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋は上記の特徴により、以下

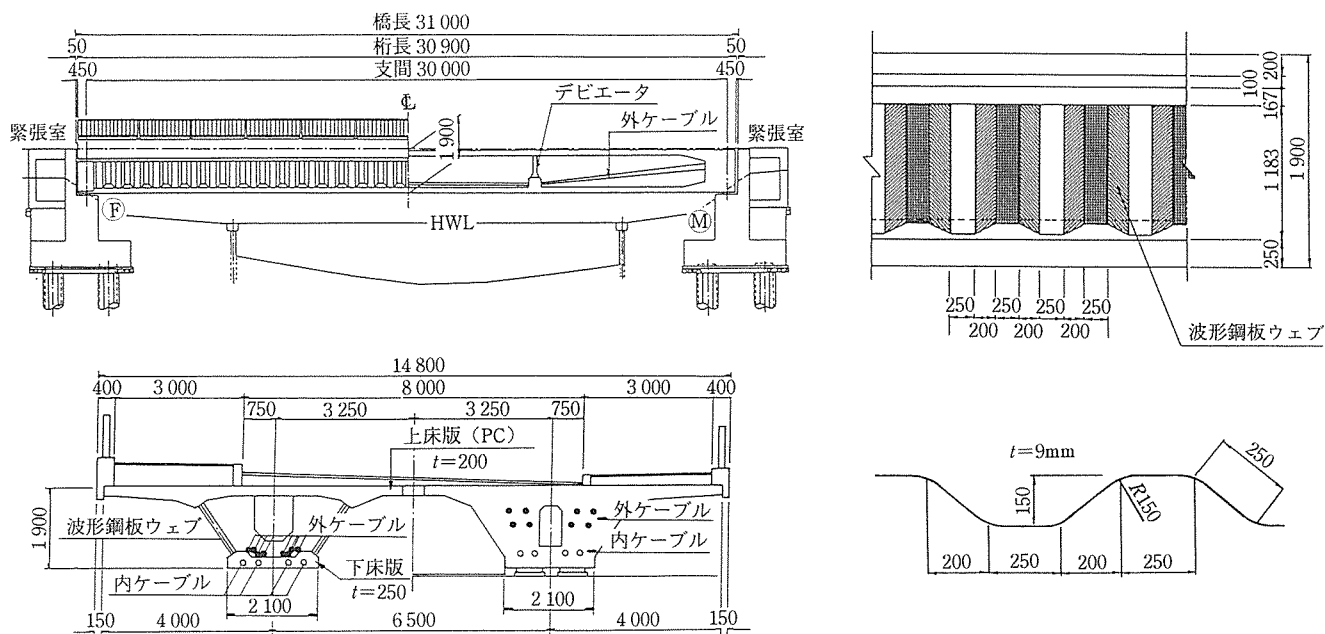


図-1 新開橋構造図

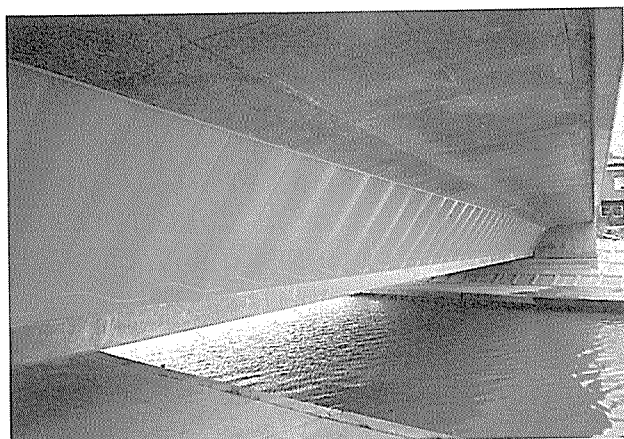


写真-3 波形鋼板ウェブ

のきわめて有利な面をもつ。

(1) 波形鋼板ウェブの使用

ウェブに波形鋼板を用いることにより、①通常の PC 橋に比べ、主桁重量が大幅に軽減される。②波形鋼板ウェブは橋軸方向の剛性が極端に小さいため、ウェブにストレスが拡散せずプレストレスの効率がよい。③ウェブによる床版コンクリートの拘束が小さく、クリープ・乾燥収縮、温度変化の影響を受けにくい構造となる。④波形形状とすることにより、ウェブ鋼板のせん断屈服強度が著しく増大し、板厚を薄くでき、補剛材を必要としない。⑤波形模様が好アクセントを与え、景観にも優れる。

(2) 内ケーブルと外ケーブルの併用

ウェブが鋼でありケーブルを配置できないため、外ケーブルを併用して対応している。これにより、①ウェブ内のシースおよび鉄筋配置がなくなり、現場の省力化が図れる。②外ケーブルは PC 鋼材が部材断面外に配置されるので、維持管理が比較的容易となる。

(3) 取替え可能な外ケーブルの使用

本橋の外ケーブルは、万が一の場合に取替えができる構造となっている。本橋では、外ケーブルの取替えをする場合の作業空間として、橋台のパラペット背面に緊張室を設けた。緊張室は箱桁室内に通じており、通常の点検等にも利用できる。

4. 設 計

4.1 適用示方書

本橋の構造形式は日本では初めてであるため設計にあたり、「道路橋示方書」を基本としたが、フランスの橋で用いられた設計法および諸外国の基準等を参考にした。

4.2 波形鋼板の軸方向力学特性

波形鋼板に軸方向力 P を作用させたとき、大きな曲げモーメントが生じる(図-2)ため軸方向の変形が大き

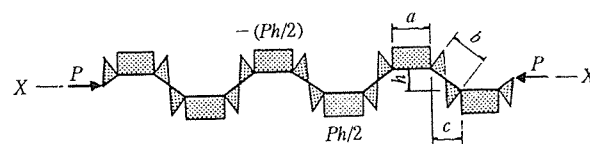


図-2 軸方向力 P 作用時の曲げモーメント

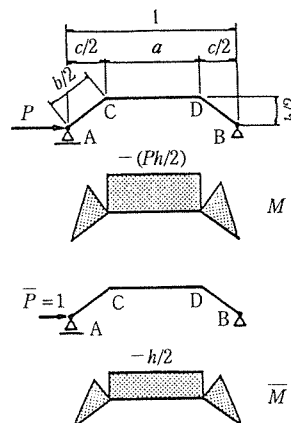


図-3 仮想仕事の原理

く、軸方向の「見かけのヤング率」が小さくなる(アコーデオン効果)。図-2 の波形鋼板の X 軸方向の見かけのヤング率 E_x は、以下のように計算される。波形鋼板の軸方向の半波長分について、図-3 のようにモデル化し、A 点に単位幅当たり、荷重 P を作用させたとき、A 点の X 方向変位 δ を求める。軸力およびせん断力による変形は、曲げ変形に比べ著しく小さいので無視すると、板の曲げ剛性を EI (一定) としたとき、仮想仕事の原理により次式が成り立つ。

$$1 \cdot \delta = \int \frac{\bar{M}M}{EI} ds = \frac{1}{EI} \int \bar{M}M ds$$

$$\delta = \frac{Ph^2}{12EI} (3a+b)$$

板厚を t とすると、 $A=1 \cdot t$ 、 $I=1 \cdot t^3/12$ となり、軸方向荷重に対するみかけのヤング係数 E_x は、

$$E_x = \frac{Pl}{A\delta} = \frac{P(a+c)}{t\delta} = \frac{a+c}{3a+b} E \left(\frac{t}{h} \right)^2$$

一般に波形鋼板の X 軸方向の見かけのヤング率 E_x は波の高さ、板厚および波の形状に関係し、次式により表される。

$$E_x = \alpha E_0 \left(\frac{t}{h} \right)^2$$

ここに、 E_0 : 鋼板のヤング係数、

h : 波の高さ、

t : 板厚、

α : 波の形状に関する係数(波形形状係数)

表-2 に、各種波形形状の鋼板について計算した α の値を示す。新開橋で使用した波形鋼板は、タイプ A で、

表-2 波形形状係数

タイプ	波 形 形 状	波形形状係数 α
A		$\frac{a+c}{3a+b}$
B		$\frac{a}{3a+h}$
C		$\frac{c}{h}$
D		$\frac{4}{3\pi} = 0.424$

$a=25$ cm, $b=25$ cm, $c=20$ cm, $h=15$ cm, $t=9$ mm であるので, $\alpha=0.450$ となり, $E_x=E_0/617$ となる。

4.3 断面定数

波形鋼板は、梁のウェブとして使用した場合、橋軸方向の剛性が極端に小さく、軸力および曲げモーメントにはほとんど抵抗しない。このような特性を考慮して、曲げの計算に用いる断面諸定数は、ウェブを無視し、①上床版コンクリート、②下床版コンクリートで構成される断面（図-4）として計算した。

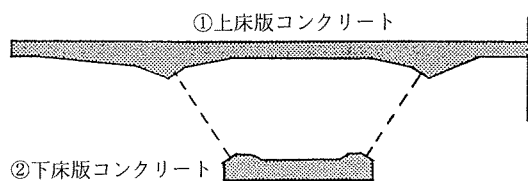


図-4 曲げ計算用断面

4.4 主桁の曲げモーメントに対する設計

(1) 曲げ応力度の検討

曲げの計算は上記のウェブ鋼板を無視した断面諸定数を用い、梁理論で計算した。

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、ウェブ

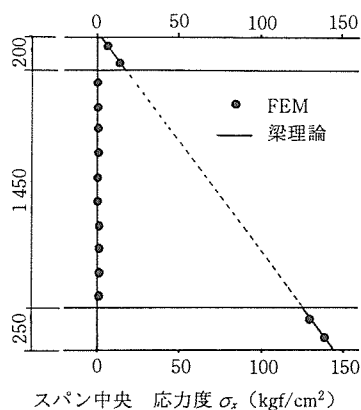


図-5 曲げ応力度の比較

のヤング係数を, $E_y=E_0$, $E_x=E_0/617$ と設定した。比較は、ウェブを無視した断面の梁と、有限要素法解析とし、次の4つの荷重ケースについて行った。①内ケーブルによるプレストレス、②外ケーブルによるプレストレス、③集中荷重、④等分布荷重。計算結果よりいずれのケースも、両者は良く一致した。応力度の計算結果を比較した一例（ケース②）を図-5に示す。このことから、曲げの計算に用いる断面定数は波形鋼板ウェブを無視した断面で計算して良いことがわかる。

(2) ウェブによる床版の拘束

波形鋼板ウェブは橋軸方向の剛性が小さいために、床版コンクリートのクリープ・乾燥収縮による変形や、床版とウェブの温度差による変形の差に対する拘束が非常に小さくなるため、波形ウェブを用いた本橋で、これらの影響を考慮しないものとした。有限要素法解析した結果からも、コンクリート床版にはほとんど応力が生じないことがわかった。

(3) 曲げ破壊安全度の検討

破壊抵抗曲げモーメントの計算では、波形鋼板ウェブは十分なせん断座屈安定性を有するので、圧縮部材として床版コンクリートを、引張鋼材として内ケーブルおよび外ケーブルを考慮した。ただし、外ケーブルはコンクリートとの付着が無いので、破壊時の応力度は付着のあるPC鋼材の70%とした。

4.5 主桁のせん断力に対する設計

主桁の曲げに伴うせん断力は、すべて波形鋼板ウェブが受け持つとして計算した。

(1) 板のせん断応力度の照査

「道路橋示方書 II. 鋼橋編」の規定を用いた。

(2) せん断座屈安定性

既往の研究によれば、波形鋼板ウェブは、平鋼板に比べせん断座屈強度が著しく大きく、せん断座屈モードは次の3つのタイプがある¹⁾。

- ・局部座屈モード：等せん断応力下で2つの折目間で単純支持されているとみなせる座屈。
- ・連成座屈モード：せん断応力下での全体座屈と局部座屈の連成作用の結果と考えられる最も複雑な座屈。
- ・全体座屈モード：波形鋼板を異方性板と仮定できるような全体的な座屈。

各モードでの座屈強度の計算は以下のように行った。

1) せん断局部座屈強度

板の折曲げ点をヒンジとした座屈とし, Skan and Southwell の式⁴⁾より求めた (図-6)。

$$\tau_{cr} = \frac{E \cdot \pi^2}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 k$$

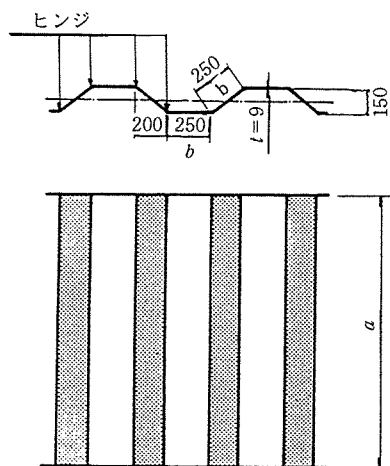


図-6 セン断局部座屈の計算モデル

ここに、 E ：ヤング係数

ν ：ポアソン比

b ：短辺長

a ：長辺長

t ：板厚

k ： b/a より得られる係数

2) セン断全体座屈強度

直交異方性板として、John T. Easley の式⁵⁾より求めた(図-7)。

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

ここに、 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

h ：ウェブ高

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： $\beta=1.9$)

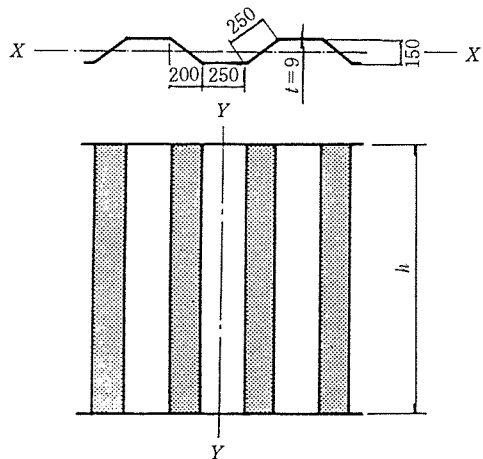


図-7 セン断全体座屈の計算モデル

3) セン断連成座屈強度

既往の研究には波形鋼板のせん断連成座屈強度を推定する式が見いだせないで、FEM 解析を用いてせん断座屈解析を行い、せん断連成座屈に対する検討を行った⁶⁾。パラメータはウェブの高さとし、境界条件として波形鋼板周辺を回転拘束し、面内方向変位は、対角の位置で支持している。計算結果を上記 1), 2) に示す局部座屈強度および全体座屈強度の計算結果と併せて図-8 に示す。新開橋のウェブ高は $H=1.42$ m であるが、図-8 に示すように、設計荷重作用時のウェブのせん断応力度は $\tau=9.8$ kgf/mm² と座屈強度に比べ非常に小さく、せん断座屈に対し十分安全であることがわかる。図-8 において局部座屈と全体座屈の中間が連成座屈と考えられるが、波形鋼板ウェブの場合、全体座屈と局部座屈の連成の程度はそれほど大きくなく、局部座屈式と全体座屈式で近似できる範囲が多い。しかしながら、使用される波形鋼板ウェブの高さが連成座屈の生じる範囲にあるので、今後せん断連成座屈強度の近似式が必要になると思われる。

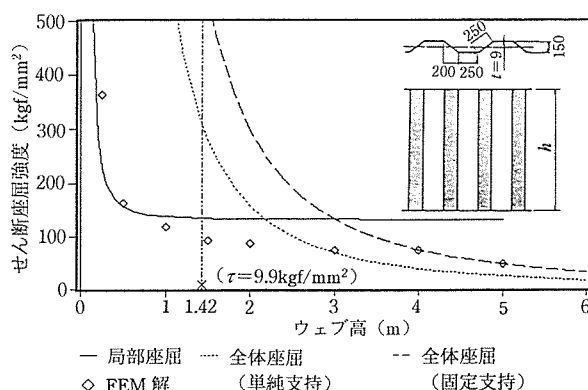


図-8 セン断座屈強度の計算値

4.6 主桁のねじりモーメントに対する設計⁷⁾

波形鋼板ウェブ箱桁橋は、コンクリート箱桁橋と異なり、ねじりモーメントに対して特異な挙動を出す^{1), 7)}。波形鋼板ウェブ箱桁橋は、①波形鋼板ウェブは橋軸方向の剛性がコンクリート床版のそれに比べて無視できる程度に小さい。②波形鋼板ウェブの曲げ剛性はコンクリート床版に比較してかなり小さい。これらのことから、従来のコンクリート箱桁では問題にならなかった断面変形の影響が強く現れてくる。

箱桁に作用する偏心荷重は、図-9 に示すように対称成分と非対称成分に分けられ、それぞれ「曲げ荷重」、「ねじり荷重」と呼ばれる。後者のねじり荷重は箱桁の場合、「純ねじり荷重」と「ずり荷重」とに分解される。

波形鋼板ウェブ箱桁の場合、上記①、②の性質によ

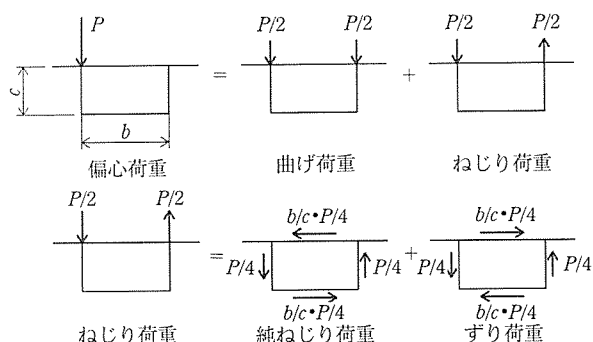


図-9 通常の箱桁の場合の偏心荷重の分解

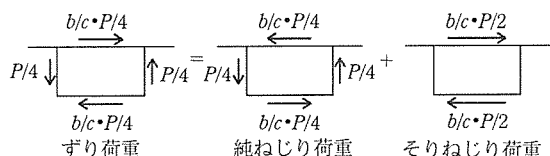


図-10 ウェブがせん断剛性のみを有する場合のずり荷重の分解

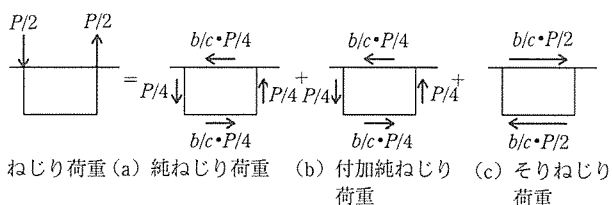


図-11 ウェブがせん断剛性のみを有する場合のねじり荷重の分解

り、ずり荷重はさらに、図-10のように分けられる。

したがって、作用力の分解は最終的に、図-11のようになり、波形鋼板ウェブ箱桁断面特有の「付加純ねじりモーメント」が生じる。このため、断面変形を抑えるダイヤフラムのない場合には、ねじりによるウェブのせん断力は作用ねじりモーメントによる値よりも大きな値（この場合には2倍）をもとに計算しなければならない。

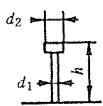
波形鋼板ウェブを用いた合成PC箱桁では、ねじり荷重が作用したときのウェブのせん断応力やフランジのそり応力については古典的な薄肉閉断面理論の解析方法がそのまま適用できるとは考えられず、値そのものも古典的理論に基づく場合と比較して大きくなる。したがって、設計では、これらの応力について検討するとともに、断面変形を抑えるためにダイヤフラムを適切に配置し、波形ウェブのせん断応力度とフランジのそり応力度の低減を図った。

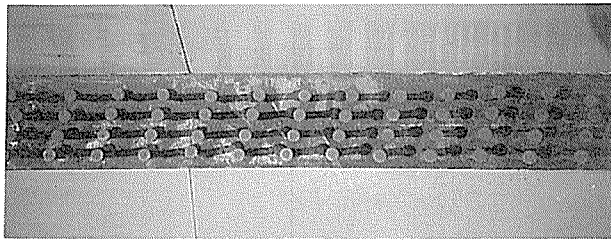
4.7 ずれ止めの設計

ずれ止めの設計は、原則として「道路橋示方書Ⅱ、鋼橋編 合成けた」によるものとした。波形鋼板ウェブの使用により、ウェブによる床版コンクリートの拘束が非常に小さくなるので、床版コンクリートのクリープ・乾燥収縮および床版コンクリートと鋼ウェブとの温度差により生じるせん断力は考慮しないものとした。

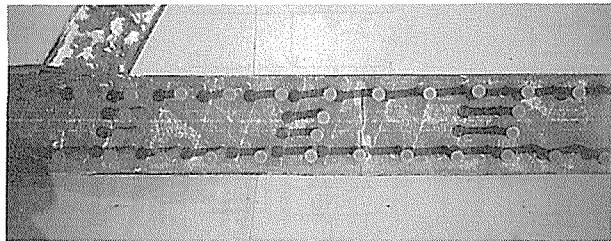
ずれ止めには、頭付きスタッドを使用した。スタッド

表-3 スタッドの設計法⁸⁾

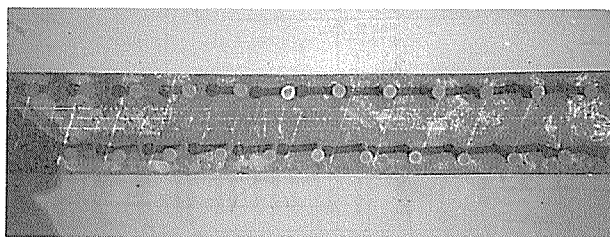
項 目	BS 5400 (1979) Part 5, Part 10	DIN (1974)																																																						
設計の基本	使用限界状態（静的）に対して設計し、次に疲労について照査する	原則として終局荷重に対して設計する（疲労に関する明確な規定はない）																																																						
1 本当りの耐力	○基本静的強度 (P_u) <table><tr><th colspan="2"></th><th colspan="4">P_u (KN)</th></tr><tr><th>コンクリート強度 (N/mm²)</th><th></th><th>20</th><th>30</th><th>40</th><th>50</th></tr><tr><th>直 径 (mm)</th><th>高 さ (mm)</th><th></th><th></th><th></th><th></th></tr><tr><td>25</td><td>100</td><td>139</td><td>154</td><td>168</td><td>183</td></tr><tr><td>22</td><td>100</td><td>112</td><td>126</td><td>139</td><td>153</td></tr><tr><td>19</td><td>100</td><td>90</td><td>100</td><td>109</td><td>119</td></tr><tr><td>19</td><td>75</td><td>78</td><td>87</td><td>96</td><td>105</td></tr><tr><td>16</td><td>75</td><td>66</td><td>74</td><td>82</td><td>90</td></tr><tr><td>13</td><td>65</td><td>42</td><td>47</td><td>52</td><td>57</td></tr></table> 上記スタッドの材質 $\sigma_y = 385 \text{ N/mm}^2, \sigma_B = 495 \text{ N/mm}^2$ 最小伸び 18 % ○浮上がり力 (T_u) がある場合の基本静的強度 (P_u') $P_u' = P_u - T_u / \sqrt{3}$ ○疲労強度 (P_{fa}) $P_{fa} = P_M \times \frac{\tau_{fa} (\text{N/mm}^2)}{425 (\text{N/mm}^2)}$ τ_{fa} : 許容疲労せん断力度変動範囲で部材長等により図表等から求める			P_u (KN)				コンクリート強度 (N/mm ²)		20	30	40	50	直 径 (mm)	高 さ (mm)					25	100	139	154	168	183	22	100	112	126	139	153	19	100	90	100	109	119	19	75	78	87	96	105	16	75	66	74	82	90	13	65	42	47	52	57	○橋梁におけるせん断耐力 (D_s) $D_s = \frac{2}{3} \cdot \alpha \cdot 0.25 \cdot d_1^2 \sqrt{\beta_{WN} \cdot E_b}$ $\leq \frac{2}{3} \cdot 0.55 \cdot d_1^2 \cdot \sigma_F$ ○橋梁における軸方向引張耐力 (D_z) $D_z = \frac{2}{3} \cdot 0.3 \cdot d_2 \cdot h \cdot \beta_{WN}$ $\leq \frac{2}{3} (\pi d_1^2 / 4) \cdot \sigma_F$ ○上記の合成耐力 (D) の検討 $D \leq D_s \frac{D_z - D_z'}{D_z}$ D_z' : 作用軸方向引張り  d_1 : 23mm 以下 $\alpha = 1.00$ ($h/d_1 > 4.2$) $\alpha = 0.85$ ($h/d_1 = 3.0$) β_{WN} : コンクリート立方体強度 E_b : コンクリート弾性係数 σ_F : スタッドの降伏点
		P_u (KN)																																																						
コンクリート強度 (N/mm ²)		20	30	40	50																																																			
直 径 (mm)	高 さ (mm)																																																							
25	100	139	154	168	183																																																			
22	100	112	126	139	153																																																			
19	100	90	100	109	119																																																			
19	75	78	87	96	105																																																			
16	75	66	74	82	90																																																			
13	65	42	47	52	57																																																			



支点付近



中間部



スパン中央部

写真-4 頭付きスタッドの配置

は、横方向曲げモーメントによるスタッド軸方向引張力と橋軸方向の水平せん断力を同時に受ける。したがって、スタッドの引抜き力に対する検討および引抜き力とせん断力を同時に受ける場合のせん断耐荷力についての検討を行う必要があるが、道路橋示方書に規定がないため、表-3⁸⁾に示す DIN⁹⁾ および BS¹⁰⁾ の計算式により、安全なスタッド配置とした(写真-4)。

4.8 外ケーブルの設計

(1) 緊張材およびケーブル配置

本橋は、主ケーブルとして内ケーブル(12 T 15.2 B 種: 4本/桁)と外ケーブル(7 T 15.2 B 種: 8本/桁、保護はポリエチレン管およびセメントグラウト)を併用した(図-12)。

外ケーブル方式の場合、曲げ配置部はデビエータ部および定着部付近に限られるため、曲げ半径が大きくなるとデビエータや定着隔壁が厚くなる。本橋では、①コンクリートの局所的な圧縮応力度を 50 kgf/cm² 以下、②

曲げ半径は PC 鋼材の直径の 40 倍以上という条件を満たすものとし、曲げ半径 $R=3.5$ m とした。

(2) 外ケーブルシステム

外ケーブルシステムは、FKK フレシネー外ケーブルシステム 7 E 15 F を使用した。定着部は 2 重管構造になっており、必要に応じケーブルを切断すれば取外しができる構造になっている。ケーブルの取外しについては、施工に先だて「外ケーブル取替え試験」を行い、ケーブルの切断方法および手順等を確認した¹¹⁾。

(3) デビエータの設計

デビエータは写真-5 に示すような隔壁(ダイヤフラム)構造とした。デビエータは外ケーブルの引上げ力に対して十分安全なように、①デビエータと下床版の結合部の引張鉄筋、②ダクト上部のコンクリートの支圧応力度、③引上げ力による床版の曲げ(ディープビームとして検討)について検討した。

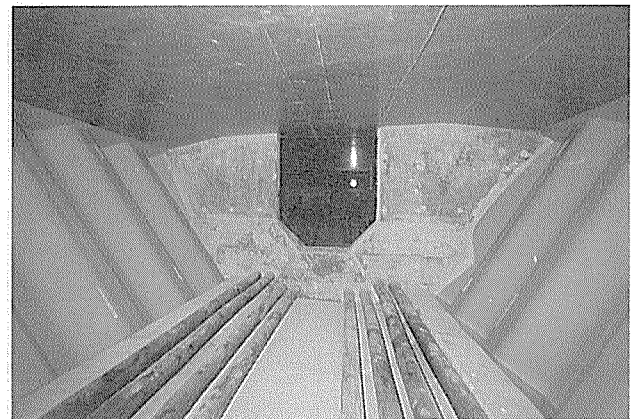


写真-5 デビエータ(中間隔壁)

(4) 外ケーブル定着部の設計

外ケーブルは端部隔壁に定着するが、波形鋼板ウェブは橋軸方向の剛性がほとんど無いため、上下床版に支持されたディープビームとして検討した。この結果、鉄筋だけでは曲げ、せん断に対する安全が確保できないので、端部隔壁に鉛直締め PC 鋼棒を配置した。

5. 施 工

本橋は、河川(東部幹線排水路)上に位置し、地盤が軟弱であり場所打ち工法とした場合、支保工杭が必要と

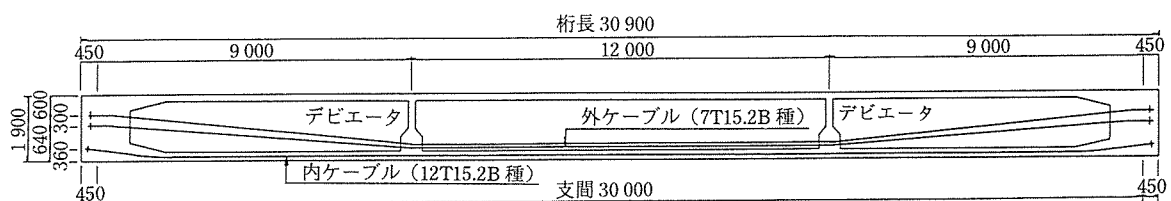


図-12 主ケーブル配置

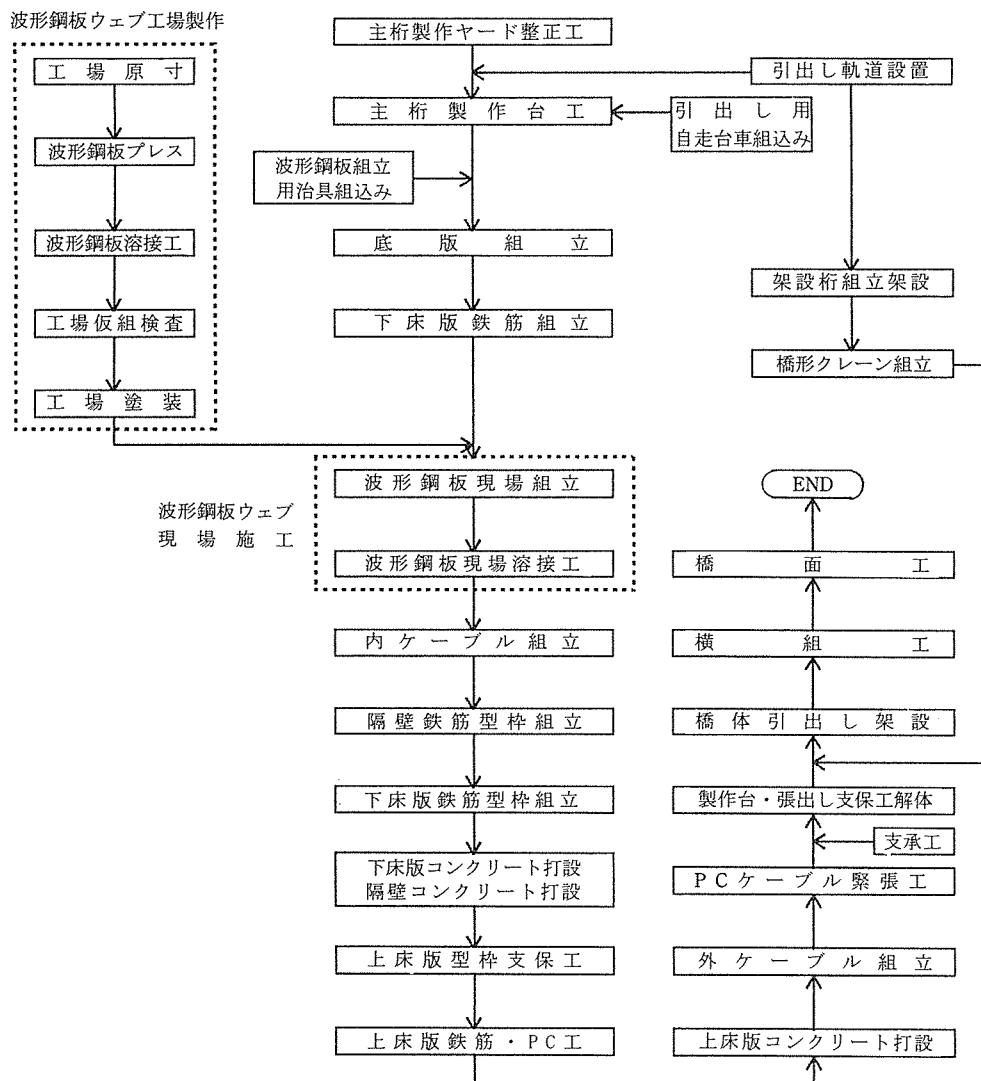


図-13 施工の手順

なるが、桁下空間が小さいため杭の撤去は困難と考えられた。そこで、現場製作ヤードで主桁2本を製作し、引出し軌道を用いて主桁を移動させ、架設桁により架設した後、床版間詰めおよび横桁コンクリートを打設し、床版横締めを行い一体化する施工法をとることにした。施工の手順を、図-13に示す。

5.1 主桁製作

(1) 波形鋼板ウェブの工場製作

工場では、厚さ9mmの鋼板をプレス機械で波形に曲げ加工し(写真-6)、所定の長さになるように突合せ溶接で接合した。ウェブの上・下縁には鋼フランジを溶接した。このフランジには、波形鋼板ウェブと上下床版を接合するための頭付きスタッド(直径22mm、全高150mm)を取り付けた。

波形鋼板ウェブは、長さ約30mのウェブを4分割して製作し、仮組検査を行った後現場に搬送した。

(2) 波形鋼板ウェブの現場組立

波形鋼板は、波形鋼板の上フランジに堅木キャンパー

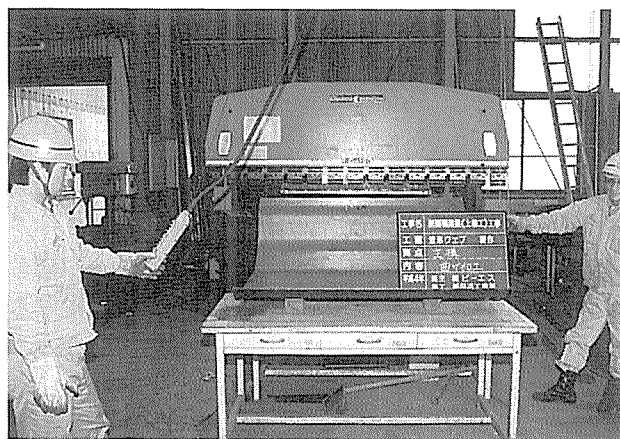


写真-6 波形鋼板の曲げ加工

を介し、立込み治具(H鋼)で受け、ウェブを固定するために仮設対傾構をスパン方向に4か所設置した(写真-7)。波形鋼板ウェブの継目部については、ターンバックル等を設置して調整した。なお、仮設対傾構は、橋体完成時には撤去した。



写真-7 波形鋼板ウェブの現場組立

波形鋼板の現場継手は、突合せ溶接とした。現場溶接の検査は、外観および放射線透過検査とした。

(3) コンクリート打設

主桁の下床版と波形鋼板ウェブとの接合部付近は、図-8に示すようにPC鋼材、鉄筋およびスタッド等が密に交錯(写真-8)しているうちに、コンクリート投入孔が小さいため、充てん性・作業性等が懸念された。そこで、実物大断面の模型で打設試験を行い、配合および型枠の構造を決定した。この試験結果より、コンクリートには高性能AE減水剤を用いることにした。

主桁コンクリートは、①下床版部および隔壁部、②上床版部、の2回に分けて打設した。上床版の型枠支保工は、上床版コンクリートの重量が波形鋼板に直接作用することのない構造とした。

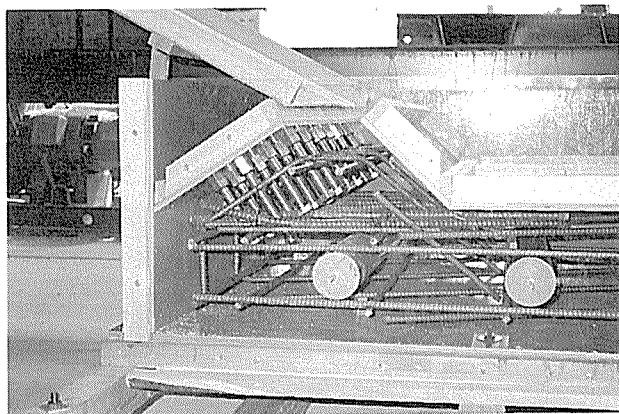


写真-8 波形鋼板ウェブの下床版との接合部(実物大模型)

(4) 外ケーブルの施工

外ケーブルの施工は次の手順で行った。①外套管付き支圧板の型枠へのセット、②端部隔壁(定着部)および中間隔壁(デビエータ)の組立、③コンクリートの打設、④PE管の挿入およびトランペットの取付け、⑤PC鋼より線の挿入、⑥試験緊張および緊張、⑦グラウ

ト。

外ケーブルは各2か所の端部隔壁および中間隔壁だけで偏向しているため、ケーブルの組立精度はガイド管の取付け精度に左右されることになる。したがって、この部分の施工には十分な注意を払った。

主ケーブルのPC鋼材の緊張は主桁製作ヤードで行い、①内ケーブル、②外ケーブルの順序とした。

外ケーブルのグラウト注入にあたっては、シース(ポリエチレン管)を軽く打撃することによって、充てん具合を確認しながら行った。

(5) 主桁架設

製作台上で作製した主桁は、予め組み込んでおいた自走台車で引出し軌道上を移動させ、架設桁(鋼箱桁:2本)上の橋形クレーンで架設、定置した。

(6) 塗装

波形鋼板ウェブは、工場製作であるが現場溶接があるため、下塗りのみを工場で行い、中塗りおよび上塗りは現場塗装とした。

6. 施工管理試験および実橋試験

本橋は波形鋼ウェブおよび外ケーブルの使用のほかに70°の比較的大きな斜角を持っていること等から、施工に細心の注意が必要である。それゆえ、実橋での施工管理を高度かつ広範囲に行い、設計計算の妥当性を確認し、必要な構造性能と安全性を確保して施工を進めて行く必要があった。そこで、主桁各部のひずみ等を測定しながら施工を進めた。

完成後にも、静的載荷試験および振動試験を行い性能の確認を行った。振動試験¹²⁾では、振動振幅および固有振動特性を求め検討を加えた結果、橋梁各部の振動振幅および固有振動特性に特異な現象は認められず、一般のPC箱桁橋に近い振動特性を示した。また、外ケーブルと橋梁全体の固有振動数は表-4に示すような結果となり、共振は起こりにくく、外ケーブルの制振対策は必要がないと判断した。

表-4 固有振動数¹²⁾

測 定 点		1 次固有振動数 (Hz)		2 次固有振動数 (Hz)	
		実測振動数	計算振動数	実測振動数	計算振動数
外 ケ ー ブ ル	左岸部-V	17.82	21.18	37.38	42.36
	左岸部-R	18.06		37.31	
	中央部-V	12.09	14.80	36.72	29.61
	中央部-R	12.19		36.71	
	右岸部-V	18.18	21.18	37.61	42.36
	右岸部-R	18.46		38.18	
橋梁全体 (平均)		3.95	—	5.40	—

注) Vは鉛直方向、Rは水平方向の振動を示す。

ケーブル固定間距離は、中央部は約12m、左・右岸部は約9m。

7. あとがき

波形鋼板を用いた合成構造の研究は、我が国でも活発に行われるようになってきた。「新開橋技術検討委員会」では、「新開橋上部工設計要領」および「同施工要領」をまとめ、今後の参考になるようにした。

最後に、新開橋の技術的諸問題に対して熱心にご検討戴いた「新開橋技術検討委員会」の各委員に心から感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) Jacques Combault, 大浦訳：シャロー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, pp. 63～71, (社)プレストレストコンクリート技術協会，1992年1月
- 2) 島田：Ripple 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
- 3) 田川，岡本，中田：コルゲートウェブガーダーの研究，日本鋼管技報，No. 71, 1976年10月
- 4) Friedrich Bleich：Buckling Strength of Metal Structures, Engineering Society Monographs, Mc-GRAW-HILL, pp. 390～399, 1952

- 5) John T. Easley：Buckling Formulas for Corrugated Metal Shear Diaphragms, Journal of The Structural Division, pp. 1403～1417, July 1975
- 6) 関井，大浦，依田：波形鋼板ウェブのせん断座屈強度に関する一考察，第48回年次学術講演会講演概要集第1部，pp. 218～219, 土木学会，1993年9月
- 7) 依田，大浦：波形鋼板ウェブを用いた合成PC箱桁のねじり特性について，構造工学論文集，Vol. 39 A, pp. 1251～1258, 1993年3月
- 8) 鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，pp. 130～131, 土木学会，1989年3月
- 9) DIN：Richtlinien für die Bemessung und Ausführung von Stahlverbundträgern, Juni. 1974
- 10) BS 5400：Steel, concrete and composite bridges Part 5. Code of practice for design of composite bridges
- 11) 佐藤，関井，大浦：PC橋における外ケーブル取替えに関する試験と検討，プレストレストコンクリート，Vol. 36, No. 1, pp. 56～60, (社)プレストレストコンクリート技術協会，1994年1月
- 12) 加藤，佐藤，吉田，久保：波形鋼板ウェブ橋梁（新開橋）の振動測定，第49回年次学術講演会講演概要集第1部，pp. 1160～1161, 土木学会，1994年9月

【1994年12月22日受付】