

(137) 波形鋼板ウェブPC箱桁橋の変断面化に対する力学的特性の研究

ドーピー建設工業(株)技術センター 正会員 ○蛭名 貴之
 ドーピー建設工業(株)技術センター 正会員 上平 謙二
 ドーピー建設工業(株)技術センター 正会員 立神 久雄
 金沢工業大学 土木工学科 本田 秀行

1. はじめに

ウェブに波形鋼板を用いた合成断面としてのPC箱桁橋は、現在国内で既に2橋建設されており、この種の構造の力学的特性についてはいくつかの研究成果がある。

本研究は、本合成構造の長スパン化に対し、波形鋼板の製作に対する省力化や施工性を考慮し、波形鋼板の高さを一定とした変断面構造を提案し、本構造に対する曲げ及びせん断特性を検討し、更に設計方法まで提案している。

2. 解析対象構造

解析の対象とした構造は、図-1に示す様に、波形鋼板がせん断変形に敏感であることを考慮し、曲げ・せん断に対して卓越する連続桁の中間支点から外ケーブル偏向部(隔壁構造)までをモデル化し、その区間を片持ち構造とした。

片持ち構造の張出し長は、波形鋼板の形状を考慮し、 $L=15.680\text{m}$ と仮定した。

また、断面形状は図-2に示す様に一般的なPC箱桁橋を想定し、上床版幅を10m、下床版幅を6m、コンクリート上・下床版の部材厚を30cm、コンクリートウェブ厚を30cm、そして波形鋼板厚を10mmとした。

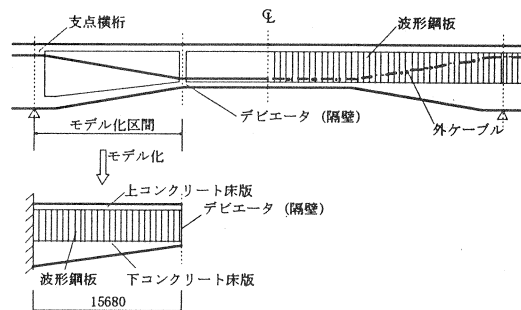


図-1 解析対象構造

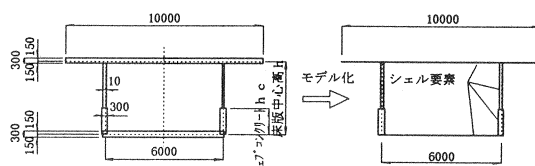


図-2 断面形状とモデル化

3. 解析方法

3-1 解析モデル及び載荷方法

解析モデルは、図-3に示すように、上・下コンクリート床版、ウェブコンクリート及び波形鋼板をそれぞれシェル要素とする立体有限要素モデルとした。特に波形鋼板の形状においては、波形鋼板の応力伝達を忠実に評価できる波形のモデル化を行い、また、片持ち先端部には剛性の高いデビエーターとしての隔壁を設けた。

載荷方法は、部材の曲げ・せん断応力度、斜引張応力度を評価するため片持ち先端の隔壁部の中心に集中荷重として載荷した。解析ケースを表-1に示す。CASE-1、2及び3は、曲げ、せん断挙動の基本性状を把握するため桁高を一定とし、CASE-2B及び3Bは桁高を変化させている。

鉛直荷重の荷重強度は、CASE-1において、上・下コンクリート床版のみによる曲げ剛性を用いて計算した片持ち張出しの固定端の上縁側コンクリート床版応力度が、 -30kgf/cm^2 程度の応力状態になる様に決定し、各ケースとも荷重強度を一定とした。

また、解析に用いたコンクリート及び波形鋼板の材料の特性を表-2に、波形鋼板の形状を図-4に示す。

4. 曲げ特性に関する評価

上・下コンクリート床版とウェブに波形鋼板を有するPC箱桁橋の曲げ特性については、上・下コンクリート床版のみによる曲げ剛性を用いて計算すれば良いことが解っている。すなわち、平面保持の仮定が成立すると考えて良い事が報告されている。

そこで、波形鋼板とコンクリートウェブをそれぞれ一定高さとした断面構成(CASE-1、CASE-2、CASE-3)と変断面構成(CASE-2B、CASE-3B)による曲げ特性を理解するために、FEM解析値と梁理論による計算値の比較を行った。

4-1 一定高さのウェブコンクリートを有する波形鋼板ウェブPC箱桁橋の場合

梁理論による曲げ応力度を計算するときの曲げ剛性については、図-5に示す様に、上・下コンクリート床版とウェブコンクリートから構成されたコンクリート部材を評価した。解析結果の一例を図-6に示すが、コンクリート部材に生ずる曲げ応力度分布については、両者の計算結果が非常に良く一致しており、従って、すべてのコンクリート部材を考慮した曲げ剛性評価をすれば良いことが解った。また、波形鋼板ウェブには力の伝達はほとんど見られない。この事から、変断面波形鋼板ウェブPC箱桁橋の曲げ特性についても上・下コンクリート床版とウェブコンクリートを考慮した曲げ剛性の評価方法の妥当性を検討した。

4-2 変断面波形鋼板ウェブPC箱桁橋の場合

図-7にFEM解析と上・下コンクリート床版及びウェブコンクリートを考慮した曲げ剛性評価の梁理論計算値との比較を示す。図-7からも両者の計算値の結果は非常に良く一致しているので、梁理論における曲げ剛性の評価として、上・下コンクリート床版及びウェブコンクリートを考慮すれば、変断面構造においても全く問題なく曲げ応力度の評価ができることが解った。

5. せん断特性に関する評価

5-1 せん断応力度の評価方法

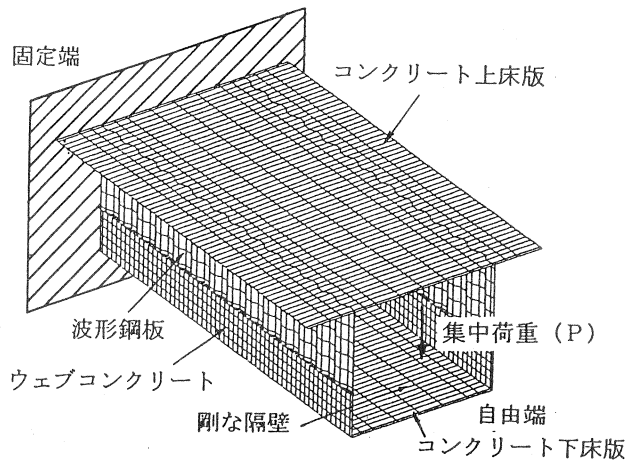


図-3 FEM解析モデル及び荷重の載荷方法
表-1 解析ケース

解析ケース	床版中心高さ h (m)	ウェブコンクリート高さ hc (m)	集中荷重 P (tf)
CASE-1	3.300	0.000	150
CASE-2	4.350	1.050	150
CASE-3	5.050	1.750	150
CASE-2B	3.300~4.350	0.000~1.050	150
CASE-3B	3.300~5.050	0.000~1.750	150

表-2 材料の特性

材 料	弾性係数 E (kgf/cm ²)	ポアソン比
コンクリート	3.1×10^5	0.167
鋼 材	2.1×10^6	0.300

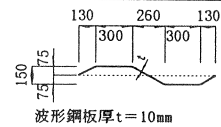


図-4 波形鋼板の形状

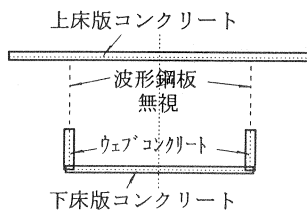


図-5 曲げ剛性評価部材

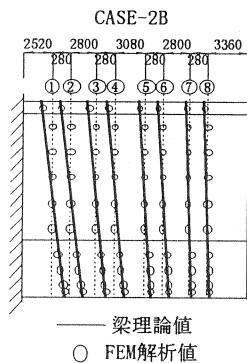


図-6 曲げ応力度の比較

(1) 一定高さのウェブコンクリートを有する波形鋼板ウェブPC箱桁橋の場合

波形鋼板とウェブコンクリートへのせん断伝達挙動の基本性状を把握するため、ウェブに一定高さのコンクリートを設けた波形鋼板PC箱桁橋 (CASE-2、CASE-3) のFEM解析による作用せん断応力度分布を図-8に示す。この時のFEM解析値の抽出は、応力集中を避けるため集中荷重載荷位置と片持ち支点部からそれぞれ45°ずつ分布した領域を除いた断面とした。

解析結果から波形鋼板とウェブコンクリートにそれぞれせん断応力度が分担されることが解り、せん断力はこれを積分した値として評価すればよい。ここで、波形鋼板、ウェブコンクリートのそれぞれの負担するせん断力の評価方法を検討した。この検討としてウェブコンクリート高さの高いCASE-3で行い、波形鋼板厚さを $t = 10\text{ mm}$ で一定とし、ウェブコンクリート厚さを $t = 300\text{ mm}$ 、 $t = 600\text{ mm}$ 及び $t = 900\text{ mm}$ として波形鋼板とウェブコンクリートのそれぞれの負担するせん断力の分担性能を比較した。

比較の方法として、ウェブコンクリートに着目し、FEM解析値から得られた作用せん断力とウェブ高さの関係について、図-9に示すせん断力分布に対して(1)式及び(2)式で検討を行った。

$$\gamma_c = \frac{hc}{hc+hs} \dots\dots\dots (1)$$

$$\gamma_s = \frac{Sc}{Sc+Ss} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 γ_c : 高さ比率

γ_s : せん断力比率

hc : ウェブコンクリート高さ

hs : 波形鋼板高さ

Sc : ウェブコンクリート負担分せん断力

Ss : 波形鋼板負担分せん断力

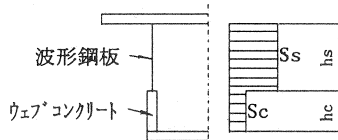


図-9 せん断応力度と高さの関係

図-10にせん断力比率と高さ比率の結果を示すが、検討位置として、片持ち張り出し長の1/2点において比較の対照として加えた。図-10に示す様にウェブコンクリート厚 $t = 300\text{ mm}$ 、 $t = 600\text{ mm}$ に関しては非常に良く一致し

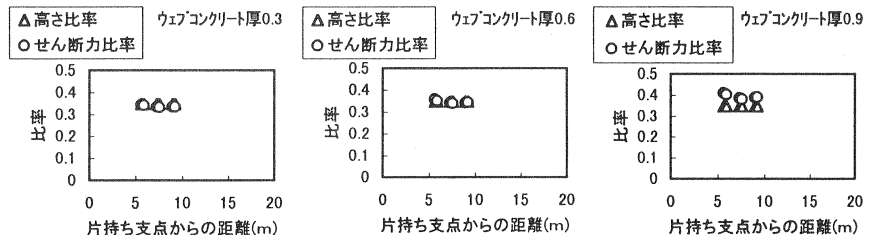


図-10 ウェブ厚の違いによるせん断力比率と高さ比率の関係

ており、 $t = 900 \text{ mm}$ については多少の相違を示した。これは、波形鋼板の厚さに対してウェブコンクリートの剛性が強くなり、ウェブコンクリートの方に力が集まってくる傾向になると考えられる。

(2) 変断面波形鋼板ウェブPC箱桁橋の場合

変断面波形鋼板ウェブPC箱桁橋についても等断面の場合と同様なせん断力分担の検討を行ったが、波形鋼板のせん断応力度とウェブコンクリートのせん断応力度の積分の合計が、作用せん断力に対応しなくなる傾向を示した。これは変断面による部材の有効高さの影響によるせん断力分が考えられる。

そこで、部材の有効高さの影響によるせん断力は、ウェブに波形鋼板を有する断面構成から、せん断力の伝達挙動は、道示2.3.3の(3)式を用いて検討した。

それぞれの負担分せん断力を表-3に示す。ここで、波形鋼板とウェブコンクリートの負担分せん断力はFEM解析から算出されたせん断応力度を積分して求め、桁高変化分は(3)式から算出した。

$$S_o = \frac{M}{d} \cdot (\tan \beta + \tan \gamma) \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 S_o : 部材の有効高さの影響によるせん断力

M : 部材断面に作用する曲げモーメント

d : 部材断面の有効高さ

β : 部材圧縮縁が部材軸となす角度

γ : 引張鋼材が部材軸となす角度

図-11に作用せん断力から変断面による部材の有効高さの影響によるせん断力分を除いたせん断力比率と高さ比率による比較を示す。図-11から両者は非常に良い一致を示しており、実橋においても波形鋼板とウェブコンクリートのそれぞれのせん断応力度の算出方法は、以下に示す(4)式及び(5)式から評価できると考えてよい。

$$\tau_c = \frac{S - S_o}{A_c} \cdot \gamma_c \dots\dots\dots (4)$$

$$\tau_s = \frac{S - S_o}{A_s} \cdot \gamma_s \dots\dots\dots (5)$$

ここに、 τ_c : ウェブコンクリートのせん断応力度

τ_s : 波形鋼板のせん断応力度

S : 作用せん断力

S_o : 変断面による部材の有効高さの影響によるせん断力(3)式

A_c : ウェブコンクリートの断面積

表-3 せん断力の分担

CASE-2B							
検討位置	X座標 (m)	負担分せん断力 (t)					比率 ①/②
		波形鋼板	ウェブコンクリート	桁高変化分	①合計	②梁理論	
③	5.600	106.775	20.972	23.683	151.429	150.000	1.010
④	5.880	108.360	20.370	23.128	151.858	150.000	1.012
⑤	8.960	119.141	15.168	16.666	150.974	150.000	1.006
⑥	9.240	120.275	14.604	16.046	150.926	150.000	1.006

CASE-3B							
検討位置	X座標 (m)	負担分せん断力 (t)					比率 ①/②
		波形鋼板	ウェブコンクリート	桁高変化分	①合計	②梁理論	
③	5.600	86.987	31.676	35.715	154.378	150.000	1.029
④	5.880	88.808	30.871	34.952	154.632	150.000	1.031
⑤	8.960	104.004	22.776	25.863	152.643	150.000	1.018
⑥	9.240	105.430	22.164	24.963	152.556	150.000	1.017

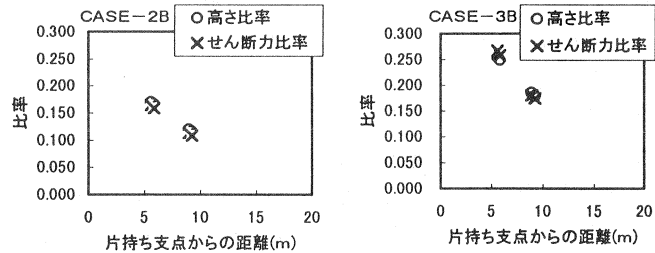


図-11 せん断力比率と高さ比率の関係

A_s : 波形鋼板の断面積

γ_c : ウェブコンクリートの高さ比率 ($= \frac{hc}{hc+hs}$)

γ_s : 波形鋼板の高さ比率 ($= \frac{hs}{hc+hs}$)

hc : ウェブコンクリート高さ

hs : 波形鋼板高さ

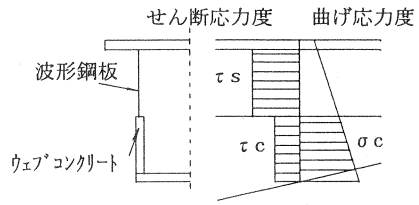


図-12 応力状態図

5-2 斜引張応力度の評価方法

変断面波形鋼板ウェブP C箱桁橋において、ウェブコンクリートに生じる斜引張応力度の評価方法としては、前項でウェブコンクリート負担部のせん断力を評価できることから、コンクリート部材の曲げ応力度とせん断応力度の分布は、図-12に示す応力状態にあると考えられる。図-12から、変断面波形鋼板ウェブP C箱桁橋におけるウェブコンクリート部分の斜引張応力度は、(6)式から求められる。この場合のせん断応力度は、図-8に示すFEM解析結果から平均せん断応力度と考えて良い。

$$\sigma_l = \frac{1}{2} (\sigma_c - \sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau^2}) \dots \dots \dots (6)$$

ここに、 σ_c : コンクリートの曲げ応力度

τ : 平均せん断応力度(4)式

FEM解析値と(6)式から算出された値の比較を図-13に示す。ここで、(6)式中の σ_c は、すべてのコンクリート部材を考慮した曲げ剛性評価として梁理論から求められた値とした。

図-13からわかる様に両者の結果は良く一致しており、変断面波形鋼板ウェブP C箱桁橋における斜引張応力度の評価方法の妥当性が解った。

実橋における中間支点付近の曲げ応力状態を想定して、(6)式から斜引張応力度を算出したが、本構造の場合、ウェブコンクリートに生ずる応力度として圧縮応力度が卓越する断面構成となるため、例えばウェブコンクリートに10kgf/cm²程度のせん断応力度が生じて、十分安全な値が得られたので、実橋における本構造のウェブコンクリートの斜引張応力度に対しては、特に問題にならない。

5-3 変位に対するFEM解析と梁理論との比較

波形鋼板がせん断変形に敏感であることは、いくつかの研究成果から明らかである。これらの研究から、たわみを①~④のそれぞれの方法で比較した。

- ① 立体FEM解析値
- ② 波形鋼板の実長によるせん断変形を考慮した梁理論
- ③ せん断変形を無視した梁理論
- ④ 波形鋼板の実長とウェブコンクリートをせん断剛性に考慮した梁理論

但し、②~④の方法における曲げ変形に対する曲げ剛性は、コンクリート部材すべてを考慮している。

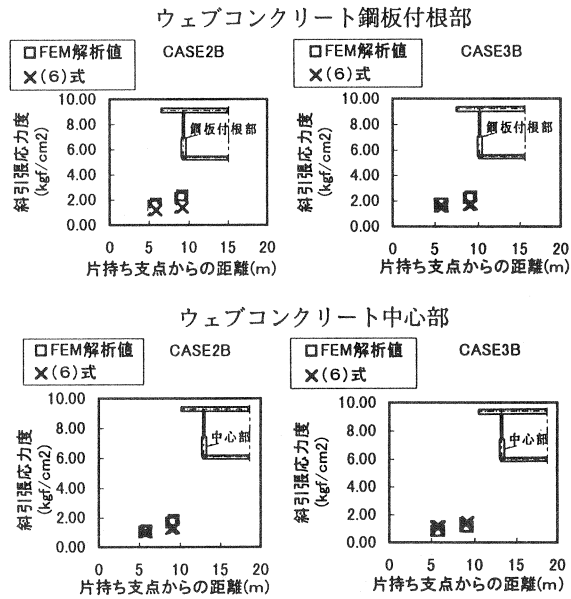


図-13 斜引張応力度の比較

また、②に関しては、せん断力が波形鋼板ウェブのみに伝達されると考え、波形鋼板のみの剛性を評価し、その長さに関しても波形鋼板を真っ直ぐ延ばした全長を考慮する解析とした。④のせん断剛性に関しては、(7)式に示すとおりとした。図-14にたわみの比較結果を示す。比較結果からCASE-1については、ウェブコンクリートがないので②の評価方法がFEM解析値と非常に良く一致している。また、変断面波形鋼板ウェブPC箱桁橋(CASE-2B、CASE-3B)のたわみは、④の評価方法が非常に良く一致している。これは、波形鋼板のせん断変形をウェブコンクリートが拘束することによる影響だと考えられる。つまり、ウェブコンクリートによってせん断剛性が高められたことによると考えられ、(7)式のせん断剛性の評価方法が十分妥当である事が解った。

$$G \cdot A = G_s \cdot A_s \cdot \gamma + G_c \cdot A_{wc} \dots \dots \dots (7)$$

ここに、 A_s : 波形鋼板の断面積 (= $h \cdot t$)

h : 波形鋼板の高さ

t : 波形鋼板の厚さ

γ : 修正係数 ($= \frac{L}{\Sigma l} = \frac{15.680}{16.800} = 0.933$)

L : 波形鋼板の水平長さ

Σl : 波形鋼板の実長

G_s : 波形鋼板のせん断弾性係数

A_{wc} : ウェブコンクリートの断面積

G_c : コンクリートのせん断弾性係数

6. まとめ

波形鋼板の高さを一定としてウェブコンクリートの高さを変化させた変断面波形鋼板ウェブPC箱桁橋に関する力学的特性について以下の事が解った。

- ① 梁理論における曲げ剛性評価は、上・下床版コンクリート及びウェブコンクリートを考慮した剛性評価でよい。
- ② 波形鋼板及びウェブコンクリートのせん断応力度については、ウェブコンクリート厚が600mm程度以下であれば、概ね(4)式及び(5)式から計算できる。
- ③ ウェブコンクリートの斜引張応力度は、(4)式から求められたせん断応力度とコンクリート部材すべてを考慮した曲げ剛性評価で求められる曲げ応力度を用いて(6)式から求てよい。

- ④ 変位に関する曲げ剛性の評価は、コンクリート部材すべてを考慮し、せん断剛性の評価は、(7)式で示したとおり、波形鋼板とウェブコンクリートを考慮すればよい。

以上、変断面波形鋼板ウェブPC箱桁橋の曲げ・せん断特性についての評価方法を提案したが、今後は本構造におけるねじり特性の検討を行う予定である。

謝辞) 本FEM解析を実施するにあたり、金沢工業大学大学院生の新谷英司君の多大なるご協力を戴いた。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

1) NCB研究会:新しい合成構造と橋、山海堂、pp128~142,1996年
 2) 立神久雄、上平謙二:ウェブに波形鋼板を用いた箱桁の力学的特性、第3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 pp187~192 平成4年
 3) 谷口望、中島陽、依田照彦:波形鋼板ウェブを持つ合成桁の簡易曲げ解析法に関する研究、第51回土木学会年次学術講演概要集 pp884~885,1996

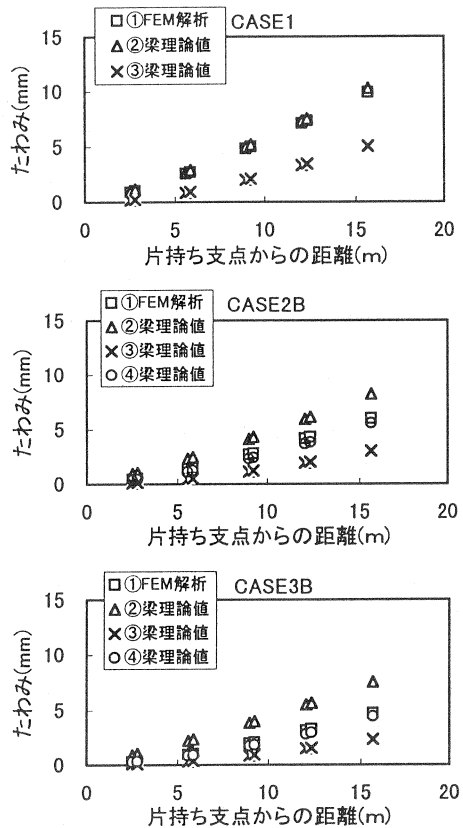


図-14 たわみの比較