

(66) 波形鋼板ウェブを有する複合PC構造のせん断挙動について

横浜国立大学大学院 正会員 ○ 山口恒太  
 横浜国立大学工学部 正会員 山口隆裕  
 横浜国立大学工学部 正会員 池田尚治

1. はじめに

波形鋼板ウェブは以前からその有用性が認識され実用化が図られてきた。例えば、岡本、田川等によって1974年に波形鋼板を鋼板耐震壁へ適用するための検討が行われ、また、1975年には実際に工場内のクレーンガーダーとして、数kmにわたって波形鋼板ウェブを有する鋼桁が用いられた例がある[1]。一方、波形鋼板をウェブに用いた複合PC構造は、フランスと日本において少なくとも6橋に採用されている[2][3]。本研究は、波形鋼板ウェブを有する複合PC構造のせん断挙動を中心に検討を行うものであり、また、その施工の合理化を目的とした新たな構造形式の提案を行うものである。

2. 実験計画と載荷実験概要

本研究では、まず、波形鋼板ウェブを有する複合PC構造の基本的な特徴を把握するために、波形を有しない鋼板(以後、普通鋼板と呼ぶ)をウェブに用いた複合PC構造と比較検討することとした。つぎに、波形鋼板ウェブのウェブ厚さを相違させ波形鋼板ウェブを有する複合PC構造のせん断挙動を検討することとした。また、波形鋼板ウェブを有する複合PC構造の施工の合理化を目的として、つぎの2つの新たな構造形式を提案したもの、すなわち、a) 鋼フランジは不連続としたままでウェブのみを高力ボルトによって摩擦接合した構造形式、b) ズレ止めとして異形棒鋼を波形鋼板ウェブに溶接し、下コンクリートフランジに埋め込む新しいズレ止め方法を用いた構造形式、について検討を行うこととしたものであり、載荷実験に使用した供試体の一覧を表-1に示す。表-1に示されるように基本の実験因子としては、ウェブ厚をとり、ウェブ厚を2.3mmおよび4.0mmの2種類とした。ここで、PL-23桁は、波形鋼板ウェブを有する複合PC構造のせん断挙動の特徴を把握するために製作した普通鋼板をウェブに用いた供試体である。C-23桁は、波形鋼板ウェブのせん断座屈が先行するように設計した供試体である。C-23-Pcc桁は鋼フランジを不連続としたままでウェブのみを高力ボルトによって摩擦接合した供試体である。また、C-4桁は波形鋼板ウェブの板厚を4.0mmとした供試体であり、波形鋼板ウェブの板厚の変化によるせん断挙動の違いを調べるために用いた供試体である。C-4-

表-1 供試体一覧

供試体名	プレストレストレベル (MPa)		ウェブ厚 $t_w$ (mm)	幅厚比 ( $h^{e1}$ )/ $t_w$ )	波の高さ (mm)	接合方法
	PC鋼棒	断面下縁				
PL-23	0.6f <sub>p</sub>	6.8	2.3	138	0	スタッド
C-23		7.2				
C-23-Pcc		10.4				
C-4		7.2	4.0	78	40	
C-4-ENC		7.0		70		
C-4-REB		6.5				

ENC桁は、波形鋼板ウェブの埋込みによってウェブと下コンクリートフランジとの接合を行う供試体である。C-4-REB桁は、ズレ止めとして異形棒鋼を波形鋼板ウェブに溶接し、下コンクリートフ

供試体名の記号 PL: 普通鋼板ウェブ、C: 波形鋼板ウェブ、23: ウェブ厚2.3mm、4: ウェブ厚4mm、  
 Pcc: ウェブを形成する鋼部材をプレキャストセグメントとして、かつ、鋼フランジを不連続とした構造、  
 ENC: ウェブを下コンクリートフランジに埋込む構造、  
 REB: 接合に異形棒鋼を用い、それをウェブに溶接し下コンクリートフランジに埋込む構造

注1): 鋼フランジ純間隔

注2): 接合には特別な方法を用いておらず波形鋼板ウェブを下コンクリートフランジに埋込み接合したもの

表-2 使用材料の強度  
コンクリート強度

(単位: MPa)

	圧縮強度	引張強度	弾性係数
上コンクリートフランジ	50	3.8	$2.7 \times 10^4$
下コンクリートフランジ	48	3.6	$2.8 \times 10^4$
グラウト	44	—	—

鋼材の機械的性質

(単位: MPa)

使用鋼材	$\sigma_y$	$\sigma_u$	E
SD295A D6	330	550	$2.0 \times 10^5$
SD295A D10	370	530	$2.0 \times 10^5$
SD295A D13	360	540	$1.9 \times 10^5$
SD295A D16	430	630	$1.9 \times 10^5$
SPHC鋼材 2.3mm	480	780	$2.0 \times 10^5$
SS400鋼材 4.0mm	380	460	$2.1 \times 10^5$
SS400鋼材 9.0mm	340	460	$2.1 \times 10^5$
SBPR 1080/1230 $\phi 9.2$	1260	1290	$1.9 \times 10^5$
スタッド MFL $\phi 6 \times 40$ <sup>(注)</sup>	360	480	—

注) ミットの値

しいズレ止め方法を用いた供試体である。また、供試体の形状は、上下コンクリートフランジ幅250mm、ウェブに鋼板を用いた桁高448mmのI型断面の複合PC桁とし、その形状を図-1に示す。また、接合方法にスタッドを使用するものについては、全ねじタイプのスタッドを用いることとし、それをスパン方向50mm間隔、スパン直角方向100mm間隔で溶植し固定した。つぎに、荷重方法は、図-1に示されるように供試体を単純支持として、桁中央部における静的2点荷重とした。また、供試体が破壊に至るまでの加力の制御は、PC鋼棒が降伏するまでは荷重制御として、それ以後は変位制御として荷重を行った。変位、ひずみの測定は、各荷重段階で桁中央部、荷重点およびせん断スパン中央での鉛直方向変位の測定および桁中央断面における軸方向ひずみの測定を行った。PC鋼材については、PC鋼棒に貼付したひずみゲージより荷重時のひずみの測定を行うとともに、PC鋼棒の張力の管理を行った。表-2に本実験に用いたコンクリート強度および鋼材の機械的性質を示す。

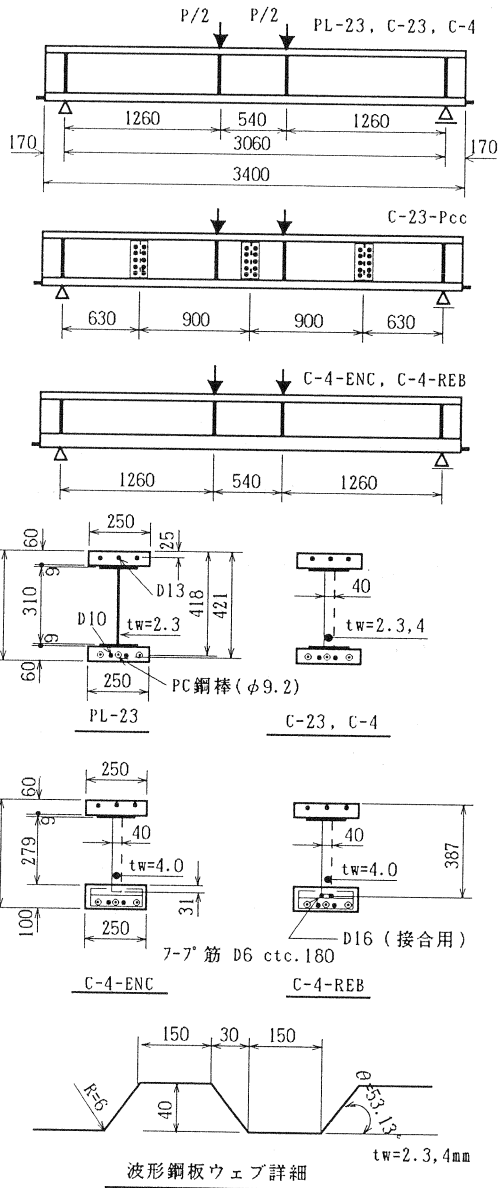


図-1 供試体形状寸法

### 3. 結果の検討と考察

#### 3.1 変形特性

各供試体の計算耐力と荷重実験の結果を表-3に示す。ここで、曲げモーメントに関わる計算値はウェブに普通鋼板を用いたPL-23桁以外の供試体は、ウェブを無視して算出した値であり、ひびわれ発生荷重 $P_{cr}$ は断面下縁応力がコンクリートの引張強度となる場合の荷重であり、曲げ耐力 $P_u$ はすべての引張鋼材を降伏とし、上コンクリートフランジを圧縮部材として計算した値である。せん断座屈荷重 $P_{su}$ については、先に

表-3 計算耐力と実験結果

(単位: kN)

供試体名	計算値			実験値			実験値/計算値			破壊状態 (試験最終状態)
	Pcr ①	Pu ②	Psb ③	Pcrt ④	Put ⑤	Psbt ⑥	ひびわれ ④/①	曲げ耐力 ⑤/②	せん断座屈 ⑥/③	
PL-23	117.3	353.6	116.7	78.5	259.6	98.1	0.67	0.73	0.84	桁端部上縁の破壊
C-23	121.5	374.2	323.4	88.3	—	343.4	0.73	—	1.06	せん断座屈
C-23-Pcc	110.9	188.3	323.4	98.1	245.3	—	0.88	1.30	—	(PC鋼棒の降伏)
C-4	121.5	374.2	519.6	98.1	476.2	—	0.81	1.27	—	(PC鋼棒の降伏)
C-4-ENC	120.3	188.3	519.6	117.7	211.4	—	0.98	1.12	—	(PC鋼棒の降伏)
C-4-REB	120.3	266.9	467.4	98.1	323.7	—	0.82	1.21	—	PC鋼棒の破断

Pcr: ひびわれ発生荷重, Pu: 曲げ耐力, Psb: せん断座屈荷重(文献[4]に示される算定方法), 添字のtは実験値を表す。

著者等が提案した算定方法によるものであり、PL-23桁の場合、せん断スパンのウェブを、C-23桁の場合、折り曲げられたひとつのパネルを4周辺固定支持とした状態について算出した値である[4]。

波形鋼板ウェブを有する複合PC構造のせん断挙動を検討するためにPL-23桁とC-23桁の荷重-変位曲線を図-2に示す。波形鋼板ウェブと普通鋼板ウェブのせん断座屈荷重は、波形鋼板ウェブのせん断座屈荷重が3倍程度大きくなり、ウェブを波形とすることによるせん断座屈強度の向上効果が示された。そして、ウェブが座屈前の状態において、波形鋼板ウェブの応力状態は、ほぼ純せん断の状態となっていることが確認された。また、ウェブ鋼板がせん断座屈を生じた後の複合PC桁の挙動は、普通鋼板ウェブの場合、ウェブのせん断座屈によって桁の耐荷力が低下せず、ウェブのせん断座屈後においても桁の耐荷力が上昇している。一方、波形鋼板ウェブの場合、ウェブのせん断座屈によって桁の耐荷力が低下することが示された[5]。また、ウェブのせん断座屈後において、PL-23桁、C-23桁ともに桁端部からせん断支間中央までの上コンクリートフランジにひびわれが発生しており、上コンクリートフランジにおいても引張応力が作用することが示された。せん断座屈荷重の計算値と実験値はPL-23桁の場合、初期不正の影響を受け実験値が計算値より小さくなった。一方、波形鋼板ウェブを有するC-23桁のせん断座屈荷重については、折り曲げられたひとつのパネルの4周辺を固定支持とした計算値が実験値とほぼ一致する結果となり、ウェブ鋼板の初期不正の影響は見られなかった。つぎに、C-23桁、C-4桁、C-23-Pcc桁の荷重-変位曲線を図-3に示す。C-23桁、C-4桁の荷重-変位曲線は、載荷初期の状態からC-23桁のウェブがせん断座屈を生じるまで一致しており、ウェブ厚 $t_w$ が桁の曲げ剛性に寄与しないことが確認できる。また、C-23-Pcc桁については、桁の曲げ剛性がC-23桁、C-4桁より低い結果となり、特に、ひびわれ発生後の曲げ剛性は顕著に低下し、後述する鋼桁部材が全く曲げに抵抗しない特徴が現れた。つぎに、PL-23桁、C-23桁の桁中央部での維ひずみの分布

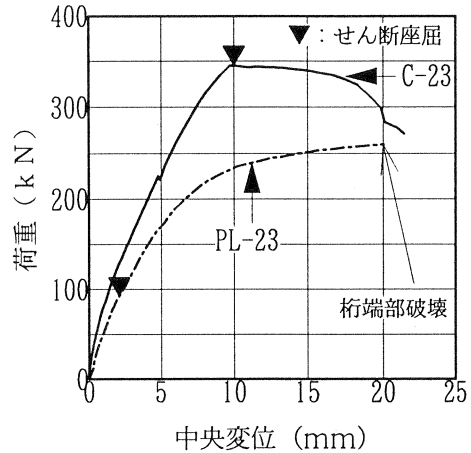


図-2 荷重-変位曲線

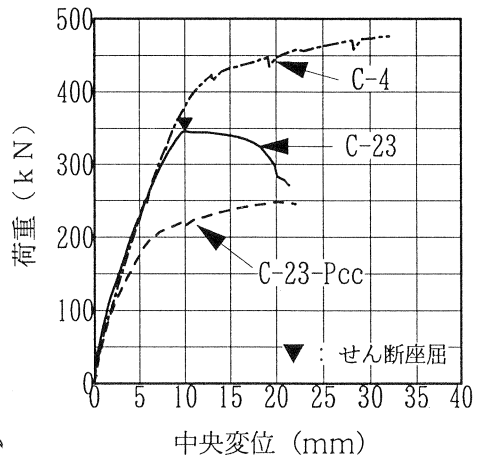


図-3 荷重-変位曲線

は、P C鋼棒が降伏する以前において、C-23桁ではウェブに軸方向ひずみが発生せず、波形鋼板ウェブが曲げに抵抗していないことが確認された。しかし、下鋼フランジが降伏すると波形鋼板ウェブ中央部において最大 $600\mu$ 程度の軸方向ひずみが発生しており、下鋼フランジが降伏した後は、上鋼フランジにウェブ鋼板の上端部を拘束されたまま扇のように波形鋼板ウェブが変形するためにウェブに軸方向ひずみが発生したものと考えられた。また、C-23-Pcc桁では、ウェブ部分、鋼フランジ部分の軸方向ひずみが終始全く発生しておらず鋼桁部材が曲げに抵抗していないことが示された。すなわち、C-23-Pcc桁は鋼フランジを不連続の状態としたことで、鋼桁部材がせん断力のみを伝達させる部材となっており、鋼桁部材の挙動はせん断力によってのみ決定されていると考えられ、鋼フランジを不連続とした構造形式がプレキャストセグメント構造に適していることが示された。つぎに、C-4桁、C-4-ENC桁、C-4-REB桁の荷重-変位曲線を図-4に示し、提案した新しい接合方法の検討を行う。3体の供試体とも、ひびわれ発生までは荷重-変位曲線がほぼ一致しており、曲げ剛性が同程度となっている。しかし、ひびわれ発生後は引張鋼材量が少ない供試体から曲げ剛性の低下が大きくなり、終局耐力も引張鋼材量によって決定されている。ここで、C-4-ENC桁は $\delta=26\text{mm}$ において下コンクリートフランジに斜めひびわれが発生し、その時点が最大耐力となった。また、C-4-ENC桁は載荷初期の荷重147.2kNにおいて波形鋼板ウェブと下コンクリートフランジの接合部にズレが発生しているが、下コンクリートフランジがスパン方向に割裂することもなく終局時まで波形鋼板ウェブと下コンクリートフランジの一体性がある程度確保されていた。一方、C-4-REB桁は波形鋼板ウェブと下コンクリートフランジの接合部にズレが全く発生せず、波形の幾何学的形状と接合用の異形棒鋼の機械的な抵抗により一体性が十分に確保された構造であった。また、C-4-ENC桁とC-4-REB桁の桁中央部での維ひずみの分布は、他の供試体と同様の傾向を示した。しかし、引張鋼材の影響は、下鋼フランジが無いことからP C鋼棒の降伏によってその影響を受ける結果となっており、P C鋼棒の降伏後にウェブ中央部において最大 $1000\mu$ 程度の軸方向ひずみが生じた。なお、P C鋼棒の降伏までのウェブの軸方向ひずみは最大 $100\mu$ 程度であった。ここで、載荷中にC-4-ENC桁は、ズレに伴う音が断続的に聞かれたが、接合用に異形棒鋼を用いたC-4-REB桁においては、そのような音は聞かれず、力学的挙動とともに、十分に供用性を満足する結果が得られた。

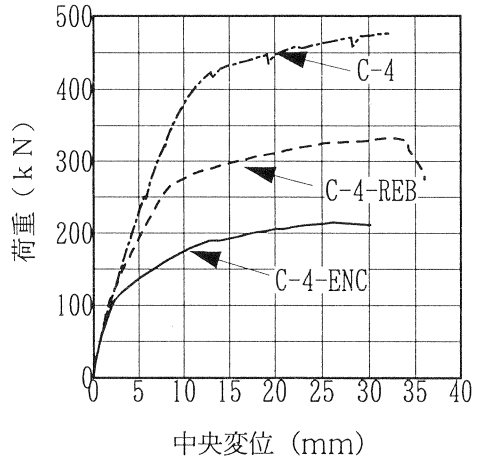


図-4 荷重-変位曲線

3. 2 せん断応力

全断面を有効としてはり理論よりウェブ中央部のせん断応力を求め、これと作用せん断力の関係を図-5に示す。ここで、図中の実験値PL-23桁、C-23桁のせん断応力はせん断スパンにおけるウェブ中央部の値である。計算値と実験値は、C-23桁のせん断座屈時の作用せん断力171.7kN時までほぼ一致した結果となっている。また、ウェブのせん断座屈後の状態について、PL-23桁の座屈後は、座屈前と比較して曲線の勾配に変化が生じているが、ウェブの降伏までせん断応力が上昇している。一方、C-23桁の座屈後の挙動は、座屈後のウェブが降伏となった時点からせん断応力の低下が生じた結果となっている。よって、図-2に示されるPL-23桁とC-23桁のせん断座屈後の後座屈挙動の相違

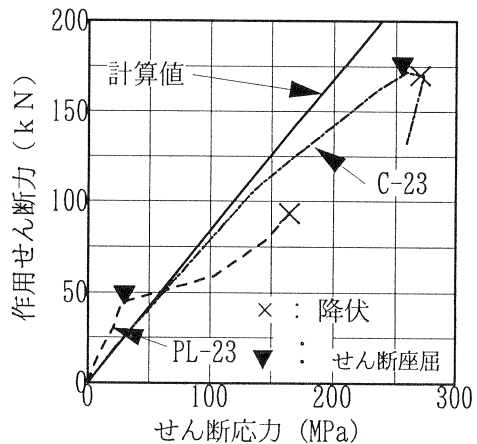


図-5 せん断応力

は、ウェブ鋼板のせん断に関する応力特性によって生じるものと考えられた。また、波形鋼板ウェブに伝達されるせん断力とコンクリートフランジに伝達されるせん断力をはり理論より算出すると、コンクリートフランジ全体でのせん断力の負担率は、C-4-ENC桁、C-4-REB桁で21%、その他の供試体で14%であり、コンクリートフランジも桁のせん断耐力にある程度寄与していることがわかる。しかし、桁のせん断耐力は、鋼桁となる波形鋼板ウェブがそのすべてに抵抗するものと考えれば安全側の結果を与えるので設計に対して実用的であるものと考えられる。

### 3. 3 接合方法

C-4-ENC桁、C-4-REB桁の接合方法の特徴は、C-4-ENC桁の場合、載荷初期の147.2kNにおいてコンクリートフランジと波形鋼板ウェブの接合部にズレが生ずることが確認された。また、波形鋼板ウェブと下コンクリートフランジの接合部において両者が圧縮の状態(密着した状態)となる部位と両者が引張りの状態(開口した状態)となる部位が波形鋼板ウェブの斜め方向パネルの両面にそれぞれ存在し、圧縮となる部位において荷重176.6kN時に斜め方向パネルの前面においてコンクリートが局所的な支圧破壊を生じた。すなわち、波形鋼板ウェブの下コンクリートフランジ中に埋め込まれた部位が機械的抵抗をすることが示された。ここで、C-4-ENC桁のウェブと下コンクリートフランジのズレ、コンクリートの局所的な支圧破壊の状態を写真-1に示す。一方、C-4-REB桁においては、波形鋼板ウェブと下コンクリートフランジの接合部分にズレは見られなかった。また、接合用の異形棒鋼は軸方向鉄筋と同様な機能を発揮している結果が確認され、また、接合用の異形棒鋼は、接合用の異形棒鋼とウェブによって囲まれる台形状のコンクリート部分がスパン直角方向にズレるのを抑制する効果があることが確認された。したがって、波形鋼板ウェブの斜め方向のパネルが剛なズレ止めとして働くと仮定し、また、接合用の異形棒鋼を考慮するならば、波形鋼板ウェブのひとつの斜め方向パネルがズレ止めとして負担できる水平せん断力 $Q_u$ として以下に示す関係が得られる[6]。

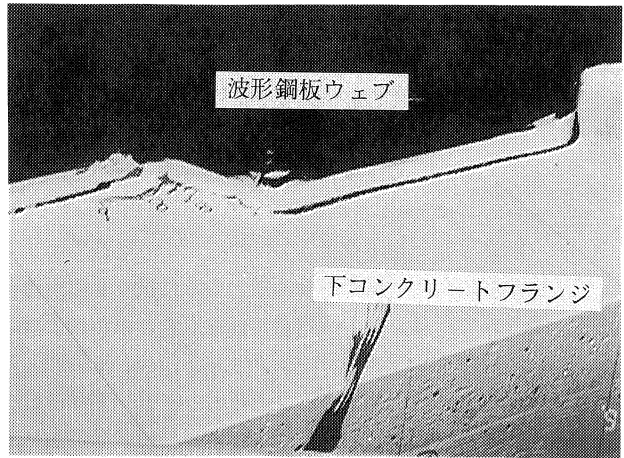


写真-1 ズレ、支圧破壊の状況

$$Q_u = \frac{3}{5} \times f'_{ck} \times A_1 + \mu \times \sigma_{sy} \times A_2 \quad (1)$$

$f'_{ck}$ : コンクリートの圧縮強度,  $\sigma_{sy}$ : 接合用異形棒鋼の降伏強度,

$A_1$ : 斜めパネルの埋め込み面積,  $A_2$ : 異形棒鋼の断面積

$\mu$ :  $\theta = 0^\circ$  の場合は1

ここで、式(1)の右辺第1項目は波形鋼板ウェブのひとつの斜め方向パネルが負担できる水平せん断力であり、右辺第2項目は接合用の異形棒鋼が負担できる水平せん断力である。したがって、ズレ止めの耐力として負担できる水平せん断力はそれらを累加したものとして得られる。表-4に式(1)より算出した計算値とコンクリートが局所的な支圧破壊を生じた時点での水平せん断力の関係を示す。表-4に示されるようにC-4-ENC桁のコンクリートが局所的な支圧破壊を生じた荷重176.6kN時の水平せん断力と式(1)より算出される計算値はほぼ一致しており、波形鋼板ウェブの斜め方向パネルのズレ止め耐力を式(1)で評価できることが示された。また、式(1)の計算結

表-4 ズレ止めの耐力

(単位: kN)

供試体名	式(1)	作用水平せん断力
C-4-ENC	44.6	43.4 <sup>注1)</sup>
C-4-REB	244.6	————

注1) 波形鋼板の斜め方向パネル前面において局所的な支圧破壊を生じた荷重176.6kN時の水平せん断力

果は、式(1)の計算値とコンクリートが局所的な支圧破壊を生じた時点での水平せん断力の関係を示す。表-4に示されるようにC-4-ENC桁のコンクリートが局所的な支圧破壊を生じた荷重176.6kN時の水平せん断力と式(1)より算出される計算値はほぼ一致しており、波形鋼板ウェブの斜め方向パネルのズレ止め耐力を式(1)で評価できることが示された。また、式(1)の計算結

果より接合用の異形棒鋼を用いた場合には波形鋼板ウェブと異形棒鋼で抵抗するズレ止めの耐力は接合用の異形棒鋼が無い場合と比較して5倍程度大きくなっており接合用に異形棒鋼を用いる効果が示された。

#### 4. まとめ

波形鋼板ウェブを有する複合P C桁の載荷実験を行い、つぎに示す結果を得た。

- 1) 波形鋼板ウェブは、曲げに抵抗せず、ウェブの応力状態はほぼ純せん断の状態となる。しかし、主たる引張鋼材が降伏すると波形鋼板ウェブもある程度曲げに抵抗し始める。
- 2) 波形鋼板ウェブを用いるとそのせん断座屈強度は普通鋼板ウェブを用いた場合の強度より3倍程度大きくなること示された。しかし、波形鋼板ウェブの後座屈挙動の影響として、ウェブのせん断座屈後に桁の耐荷力が低下することから、普通鋼板ウェブ同様の後座屈耐力を期待するのは困難である。
- 3) 波形鋼板ウェブを有する複合P C構造のせん断耐力は波形鋼板ウェブがそのすべてを負担するものと考えられ、ウェブがせん断座屈を起こさない状態において、その最大せん断耐力は $V = \tau_v \times h \times t_w$ によって決定される。
- 4) 鋼フランジを不連続としてウェブのみを高力ボルトで接合した構造は、鋼桁のフランジも曲げに抵抗しないため、鋼桁がせん断力のみ抵抗する構造となり、プレキャストセグメント構造に有利な構造形式であり、その適用が可能なものと思われる。
- 5) 波形鋼板ウェブを下コンクリートフランジに埋込み、ウェブと下コンクリートフランジとの接合を行う構造は波形鋼板ウェブと下コンクリートフランジの接合部にズレが発生するが、終局時まで波形鋼板ウェブと下コンクリートフランジの一体性がある程度確保されることが示された。
- 6) 波形鋼板を下コンクリートフランジに埋込む接合を行う場合、埋込まれた波形鋼板ウェブを剛なズレ止めと仮定することによって、その耐力を式(1)を用いて評価することができる。
- 7) ズレ止めとして異形棒鋼を波形鋼板ウェブに溶接し、下コンクリートフランジに埋め込む新しいズレ止め方法を用いた構造形式は、波形鋼板ウェブと下コンクリートフランジの接合部にズレが全く発生せず、一体性が十分に確保され、十分に供用性を満足する構造であることが示された。

#### 謝辞

本研究は、(株)ピー・エス、(株)NKKライトスチールとの共同研究によるものである。また、実験の実施にあたり、横浜国立大学技官の森下豊氏、大学院生の田島潤君の参加協力を得た。ここに深く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- [1] 田川, 岡本, 中田: コルゲートウェブカーガの研究, 日本鋼管技報 Vol. 71, (株)日本鋼管, pp. 25~33, 1976. 10
- [2] J. Combault, at el: Box-Girder Using Corrugated Steel Webs and Balanced Cantilever Construction, FIP Symposium Kyoto, pp. 417~424, 1993. 10
- [3] 近藤, 清水, 大浦, 服部: 波形鋼板ウェブを有するP C橋—新開橋—, プレストレストコンクリート Vol. 37, No. 2, (社)プレストレストコンクリート技術協会, pp. 69~78, 1995. 3
- [4] 山口(恒), 山口(隆), 池田: 波形鋼板ウェブを持つ複合構造のせん断座屈について, 第4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, (社)プレストレストコンクリート技術協会, pp. 235~240, 1994. 10
- [5] 田島, 山口(恒), 山口(隆), 池田: 波形鋼板ウェブ複合P C構造におけるウェブのせん断座屈挙動に関する研究, 土木学会第50回年次学術講演会(I), 1995
- [6] 道路橋示方書・同解説 II: pp. 256~259, 1973. 2
- [7] 道路橋示方書・同解説 I, II: 1994. 2