

(15) 波形鋼板ウェブ構造のせん断挙動について
FLEXURAL SHEAR BEHAVIOR OF CORRUGATED STEEL WEB STRUCTURES

山口 恒太* 山口 隆裕** 池田 尚治***
by Kota Yamaguchi Takahiro Yamaguchi Shoji Ikeda

The flexural shear tests were carried out to clarify the mechanical behavior of corrugated steel web that were included in the composite prestressed concrete structures. The experimental results indicated that the shear buckling strength of corrugated steel webs calculated by the proposed equation was fairly coincided with the experimental data. The post buckling stage did not occurred due to the distortion of the cross section. Beams with corrugated steel webs showed great shear resistance although the post buckling strength could not be expected. The pure shear stresses were seen in the corrugated steel webs, so that the prestressing forces were not transmitted to the corrugated steel webs.

1. はじめに

波形鋼板ウェブは、ウェブのせん断座屈強度を高めるためにウェブを面外方向に波形に加工したものであり、我が国では1965年に島田による研究がある[1]。また、1975年には、工場内のクレーンガーダーに数kmにわたって波形鋼板ウェブ桁が実用化されている[2]。波形鋼板ウェブは、その有用性が認識され実用化が図られており、特にプレストレストコンクリート構造（以後、PC構造と呼ぶ）の場合には外ケーブル技術が確立されてきたことから複合化へ大きな発展を見せている。フランスにおいては、複合形式の橋梁として、ウェブに波形鋼板を用いた複合PC構造がすくなくとも4橋で供用されている。また、我が国においても、新開橋（新潟県）が完成し、現在、松の木7号橋（秋田県）が施工中である[3]。本研究は、波形鋼板ウェブ桁を用いて載荷実験を行い、波形鋼板ウェブ桁のせん断挙動、および波形鋼板ウェブのせん断座屈挙動を中心に検討し考察したものである。また、波形鋼板の特徴を生かした波形鋼板ウェブを有する複合PC構造についても検討を行ったものである。

2. 供試体概要および載荷実験概要

実験は、STシリーズ、SBシリーズおよびPCシリーズの3種類に分けて行った。実験に用いた供試体の一覧と形状寸法を表-1および図-1に示す。STシリーズは、波形鋼板ウェブ桁のせん断挙動を検討するものであり、実験要因には、ウェブ厚をとり、ウェブ厚を2.3mmおよび4.0mmの2種類としたものである。ST-PL-23およびST-PL-4は、波形を有しない鋼板（以後、普通鋼板と呼ぶ）をウェブに用いた供試体であり、波形鋼板ウェブ桁の特徴を把握するためのものである。また、ST-C-23およびST-C-4は、波形鋼板ウェブの板厚の

* : 工修 横浜国立大学大学院 博士課程後期 ** : 横浜国立大学 助手 工学部建設学科

*** : 工博 横浜国立大学 教授 工学部建設学科

違いによるせん断挙動の違いを把握するために用いた供試体である。つぎに、SBシリーズは、ウェブ高さを大きくして波形鋼板ウェブのせん断座屈挙動を検討するものである。実験要因には、ウェブ厚をとり、ウェブ厚を1.6mm, 3.2mm, 5.0mmおよび6.0mmの4種類としたものであり、供試体は折り曲げでできた個々の長方形板が局部座屈を起こすように設計を行ったものである。また、ウェブ鋼板の機械的性質により、SB-C-16は弾性座屈、SB-C-32は非弾性座屈、SB-C-5およびSB-C-6は塑性座屈となるように設計した供試体である。PCシリーズは、鋼桁部分をSTシリーズと全く同じ断面とした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ものである。なお、このシリーズでは、6体の供試体を用いたが、ここでは、その内の3体のみを含めることとする[4]。また、実験要因はSTシリーズと全く同じである。PL-23は、普通鋼板をウェブに用いた供試体であり、波形鋼板ウェブの特徴を把握するための供試体である。また、C-23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り、C-4は、波形鋼板ウェブがせん断座屈を生じないようにウェブ厚を4.0mmとした供試体である。なお、コンクリートフランジと鋼フランジの接合には、スタッドを用いた。

載荷方法は、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点載荷とした。変位、ひずみの測定は、各荷重段階でスパン中央、載荷点およびせん断スパン中央での鉛直方向変位の測定、スパン中央断面における軸方向ひずみの測定、せん断スパン中央に

表-1 供試体一覧

(a) STシリーズ

供試体名	$\eta_{1.7}$ の厚 tw	幅厚比 ($h^{2.1}/tw$)	$\eta_{1.7}$ の 材質	波の高さ (mm)
ST-PL-23	2.3	135	SPHC	0
ST-PL-4	4.0	78	SS400	
ST-C-23	2.3	135	SPHC	40
ST-C-4	4.0	78	SS400	

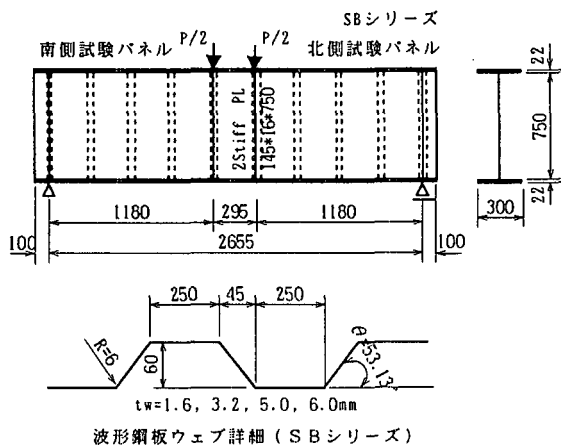
(b) SBシリーズ

供試体名	$\eta_{1.7}$ の厚 tw	幅厚比 ($h^{2.1}/tw$)	$\eta_{1.7}$ の 材質	波の高さ (mm)
SB-C-16	1.6	469	SPHC	60
SB-C-32	3.2	234	SS400	
SB-C-5	5.0	150		
SB-C-6	6.0	125		

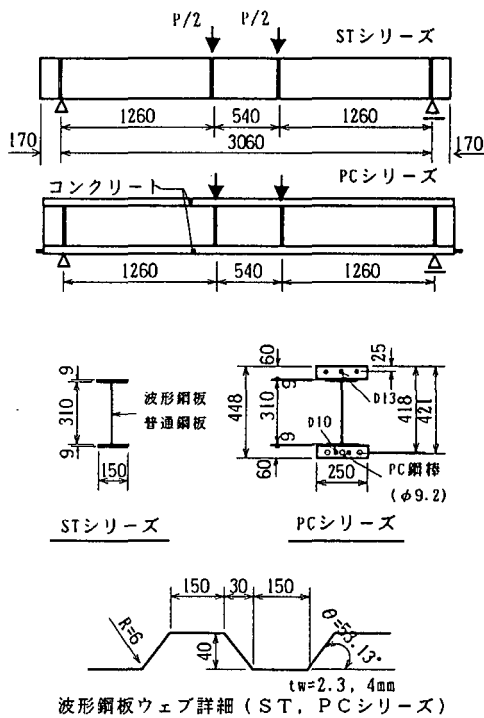
(c) PCシリーズ

供試体名	アレストレベル (MPa)		ウェブ厚 tw (mm)	幅厚比 ($h^{2.1}/tw$)	波の高さ (mm)	接合方法
	PC鋼棒	断面下縁				
PL-23	0.6f _{yv}	6.8	2.3	135	0	スタッド
C-23		7.2				
C-4		7.2	4.0	78	40	

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.
注:ウェブ高さ



(a) SBシリーズ



(b) STシリーズ, PCシリーズ

図-1 供試体の形状寸法

おけるウェブ鋼板のひずみの測定を行った。実験に用いた使用鋼材の機械的性質を表-2に示す。PCシリーズにおけるコンクリートフランジの圧縮強度は50MPaであった。

表-2 鋼材の機械的性質

使用鋼材		σ_y (MPa)	σ_w (MPa)	E (GPa)
異形棒鋼 SD295A	D10	370	530	200
	D13	360	540	190
SPHC鋼材	1.6mm	260	370	200
	2.3mm	480	780	200
SS400鋼材	3.2mm	320	480	200
	4.0mm	380	460	210
	5.0mm	340	460	210
	6.0mm	320	450	210
	9.0mm	310	460	210
	16.0mm	260	440	210
22.0mm	260	420	210	
SBPR 1080/1230 ϕ 9.2		1260	1290	190
スタッド WFL ϕ 6 \times 40 ²³		360	480	—

注) ミサトの値

3. 実験結果の検討と考察

3.1 波形鋼板ウェブ桁のせん断挙動

STシリーズによる載荷実験から得られた耐力と計算耐力を表-3に示す。曲げモーメントに関わる計算値は、波形鋼板ウェブの場合はウェブ断面を無視して算出した値であり、普通鋼板ウェブの場合は全断面有効として算出した値である。また、降伏荷重 P_y は両フランジが降伏した状態の値であり、曲げ耐力 P_u は全塑性状態における値である。せん断座屈荷重 P_{sb} は、先に著者等が提案した算定方法によるものであり、部分パネルの境界条件を固定支持として算出した値である[6]。STシリーズの荷重と載荷点における変位の関係を図-2に示す。ST-C-23およびST-C-4は、載荷初期段階から終局時まで荷重-変位関係がほぼ一致し、ウェブ厚が相違しても桁の曲げ剛性は同程度であり、曲げ耐荷挙動がほぼ同じになった。また、ST-PL-4の曲げ剛性は、ST-C-4よりある程度大きくなり、曲げ耐力も18%程度大きくなった。なお、STシリーズにおける桁の終局状態はスパン中央部の上フランジに発生した局部座屈であった。ST-C-23のスパン中央断面における直応力の分布を図-3に示す。実験値は、ウェブとフランジの接合部付近で曲げモーメントの影響を受け、ある程度直応力を生じているが、フランジとの

表-3 実験結果と計算耐力 (STシリーズ)

(単位: kN)

供試体名	計算値			実験値			実験値/計算値		
	P_y	P_u	P_{sb}	P_{yt}	P_{ut}	P_{sbt}	降伏	終局耐力	座屈
	①	②	③	④	⑤	⑥	④/①	⑤/②	⑥/③
ST-PL-23	230.3	234.5	116.7	186.3	187.2	117.7	0.81	0.80	1.01
ST-PL-4	241.9	258.0	419.0	211.3	250.5	—	0.87	0.97	—
ST-C-23	210.1	210.1	323.4	187.2	205.2	—	0.89	0.98	—
ST-C-4	210.1	210.1	519.6	181.7	212.8	—	0.86	1.01	—

P_y : 降伏荷重, P_u : 曲げ耐力, P_{sb} : せん断座屈荷重, 添字のtは実験値を表す。

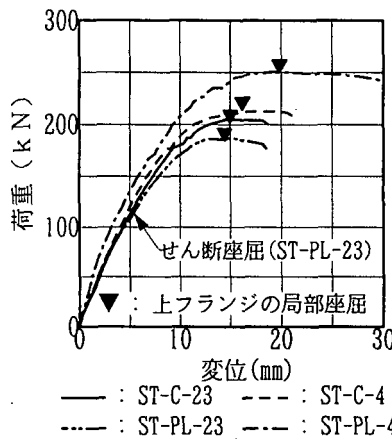


図-2 荷重-変位関係

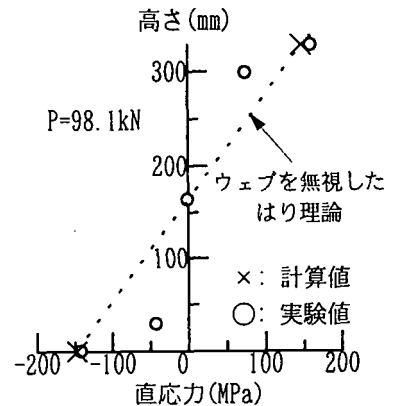


図-3 直応力の分布

接合部からある程度距離をおいたウェブ断面には、直応力が発生せず、ウェブが曲げモーメントにほぼ抵抗しないことが確認された。また、ウェブ断面を無視して算出したはり理論による計算値と断面の上、下縁のフランジの直応力の実験値は、ほぼ一致した結果となっている。また、ST-C-23のせん断応力をはり理論より求め、その結果を図-4に示す。ここで、計算値は、曲げ理論から求まる直応力とつり合い条件を満たすせん断応力が計算値①の値であり、ウェブの直応力を零とし、両フランジの直応力とのつり合いから得られるせん断応力が計算値②の値である。実験値は、せん断スパン中央のウェブ鋼板に貼付した3軸ゲージのひずみより求めた値である。実験値はウェブ高さ方向に均一に分布し、計算値②とほぼ一致した結果となり、ウェブに直応力を生じない波形鋼板ウェブでは、せん断応力がウェブに均一に分布することが示された。つぎに、

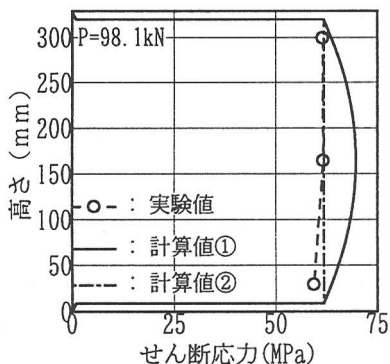


図-4 せん断応力の分布

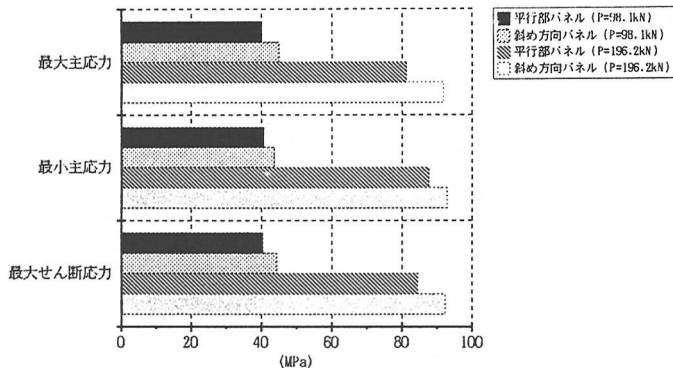


図-5 主応力の関係

ST-C-23の平行部パネルと斜め方向パネルの主応力の関係を図-5に示す。各パネルで最大主応力、最小主応力および最大せん断応力はほぼ等しくなり、ウェブは純せん断状態となることが確認された。また、波形鋼板ウェブの平行部パネルと斜め方向パネルは、ほぼ同じ大きさの純せん断応力場となることが確認された。

3. 2 波形鋼板ウェブのせん断座屈挙動

SBシリーズによる載荷実験から得られたせん断座屈荷重とその計算値を表-4に示す。計算値 $P_{sb,L}$ および $P_{sb,G}$ は、STシリーズと同様な方法で算出した値である。また、連成座屈Ⅰは、局部座屈強度と全体座屈強度が半径1の円として相関するとしたLindner等の算定方法による値であり、連成座屈ⅡはLindner等の算定方法の半径を $\sqrt{1.5}$ として考えた場合の値である[5]。SBシリーズの荷重とスパン中央部の鉛直方向変位の関係を図-6および図-7に示す[7]。また、SB-C-16の変形の進行過程を写真-1に示す。荷重-変位関係は、波形鋼板ウェブでは、座屈後の挙動が通常のプレートガーダーとは著しく異なり、ウェブのせん断座屈後に急激な耐力の低下を示した。これは、斜め方向パネルがねじられるように面外変形し、断面形状の変化が大きくなることの影響

表-4 実験結果と計算耐力 (SBシリーズ)

(単位: kN)

供試体名	計算値				実験値 Psb,t	実験値/計算値				座屈モード*
	Psb,L 局部座屈①	Psb,G 全体座屈②	連成座屈Ⅰ ③	連成座屈Ⅱ ④		⑤/①	⑤/②	⑤/③	⑤/④	
SB-C-16	152.7	349.4	139.9	171.4	165.8	1.09	0.48	1.19	0.97	局部
SB-C-32	757.6	856.8	580.2	710.6	816.2	1.08	0.95	1.41	1.14	局部
SB-C-5	1398.6	1398.6	989.0	1211.2	1311.6	0.94	0.94	1.33	1.08	局部
SB-C-6	1597.4	1597.4	1122.3	1374.5	1362.6	0.85	0.85	1.21	0.99	連成

Psb,L: 局部座屈荷重, Psb,G: 全体座屈荷重, Psb,t: 座屈荷重 (実験値)

連成座屈Ⅰ:

連成座屈Ⅱ:

$$\left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr,L}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr,G}}\right)^2 = 1 \quad \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr,L}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{cr}}{\tau_{cr,G}}\right)^2 = 1.5$$

τ_{cr} : 座屈強度, $\tau_{cr,L}$: 局部座屈強度, $\tau_{cr,G}$: 全体座屈強度

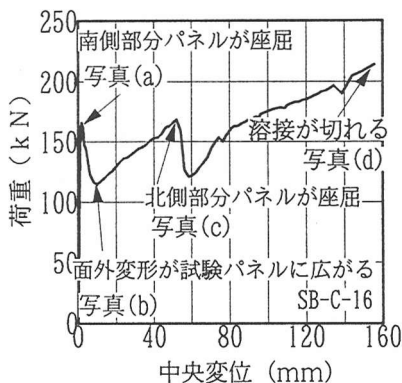


図-6 荷重-変位関係

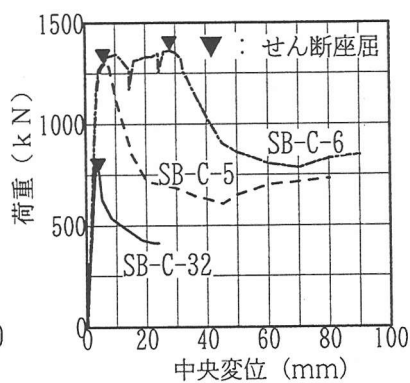


図-7 荷重-変位関係

と考えられた。また、座屈後の挙動は、荷重を変位22mmで終了としたSB-C-32以外の供試体では、安定した極小値の耐荷状態になった桁は、再び耐力の回復を示すことが確認された。SB-C-16では、さらに後座屈挙動を検討し、最低の耐荷状態から荷重の回復により、張力場が形成されていることが確認された。また、耐力が最初の座屈荷重まで回復した時点で桁の残り半支間のウェブがせん断座屈を起こし、座屈後の挙動は、

最初と全く同じ過程を踏襲することが確認された。また、変位88mmでは、両せん断スパンの試験パネルとも張力場となり、耐力が最初の座屈荷重を越え、鉛直変位が著しく大きくなりながらも張力場を形成して耐力が上昇することが確認された。各供試体の座屈モードは、SB-C-6ではせん断座屈時に外側パネルを除いた計5枚の部分パネルが座屈した連成座屈モードであった。ま

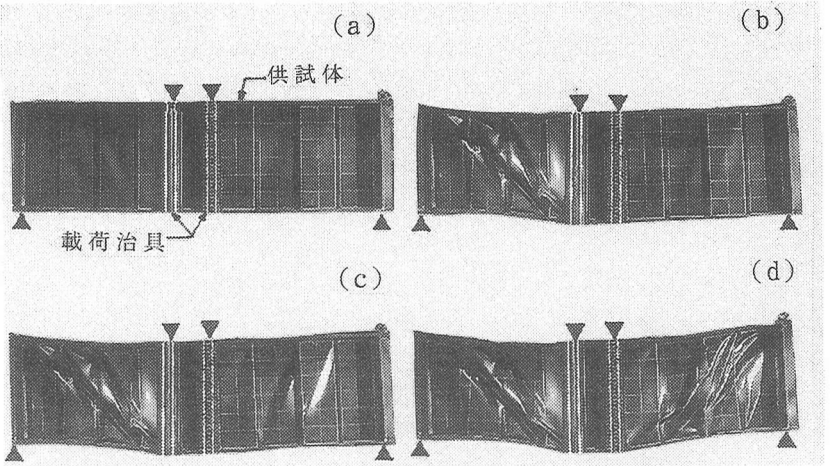


写真-1 変形の進行過程 (SB-C-16)

た、その他の供試体では折り曲げでできた個々の長方形板のうち平行部パネルが座屈した局部座屈モードであった。局部座屈モードに関する計算値は、本算定方法が実験値を精度良く評価しており、また、SB-C-6の連成座屈強度は連成座屈 I から得られる計算値が安全側となることが示された。つぎに、荷重点および支点到に垂直補剛材を設けない場合、試験パネルのせん断座屈荷重より21%低い荷重において荷重点および支点部のウェブが圧縮座屈を起し、桁の耐力が急激に低下することが示され、波形鋼板ウェブ構造でも荷重集中点および支点部には垂直補剛材を設ける必要があることが示された。

3. 3 波形鋼板ウェブを有する複合PC構造のせん断挙動

PCシリーズによる荷重実験より得られた耐力と計算耐力を表-5に示す。ここで、曲げモーメントに関わる計算値は、PL-23以外の供試体ではウェブ断面を無視して算出した値である。また、ひびわれ発生荷重 P_{cr} は、断面下縁応力がコン

表-5 実験結果と計算耐力 (PCシリーズ)

(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)
	P_{cr} ①	P_u ②	P_{sb} ③	P_{crt} ④	P_{ut} ⑤	P_{sbt} 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-4	121.5	374.2	519.6	98.1	476.2	—	0.81	1.27	—	(PC鋼棒の降伏)

P_{cr} : ひびわれ発生荷重, P_u : 曲げ耐力, P_{sb} : せん断座屈荷重, 添字のtは実験値を表す。

クリートの引張強度となった時の値であり、曲げ耐力 P_u は全ての引張鋼材を降伏として上コンクリートフランジを圧縮部材として算出した値である。せん断座屈荷重は、STシリーズの場合と同様な方法により算出した値である。PCシリーズの荷重-変位関係を図-8に示す[4]。波形鋼板ウェブのせん断座屈荷重は、普通鋼板ウェブのせん断座屈荷重より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。また、PCシリーズでは、断面の剛性がSTシリーズより大きく、桁の曲げ耐力が向上し、C-23ではウェブがせん断座屈を生じることとなった。座屈後の挙動は、ウェブがせん断座屈を生じたC-23では、ウェブのせん断座屈荷重が極限值となり、その後、緩やかに耐力が低下し、PL-23の後座屈挙動とは著しく異なることが確認された。C-23およびC-4は荷重-変位関係がほぼ一致しており、桁のせん断耐力はウェブのせん断座屈強度によって決定されることが示された。また、スパン中央断

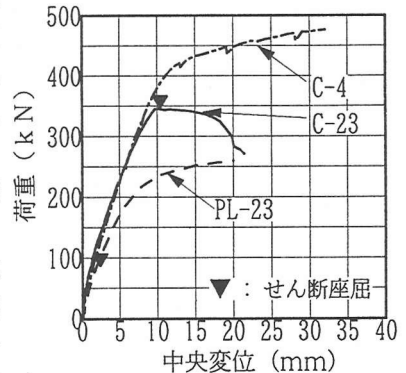


図-8 荷重-変位関係

面の維ひずみの分布は、C-23およびC-4ではプレストレス力の導入時にウェブにほぼ軸方向ひずみが発生せず効率よくプレストレス力がコンクリートフランジに導入されることが示された。また、載荷実験でもウェブに軸方向ひずみが発生せず、波形鋼板ウェブを有する複合PC構造においてもウェブは曲げに抵抗しないことが確認された。しかし、C-4では、下鋼フランジが降伏するとウェブにも最大600 μ 程度の軸方向ひずみが発生しており、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することが示された。

4. まとめ

波形鋼板ウェブ構造の載荷実験よりつぎに示す結果を得た。

- (1) 波形鋼板ウェブは曲げモーメントに抵抗せず、せん断力のみ抵抗する。また、ウェブはほぼ純せん断の状態となり、平行部パネルと斜め方向パネルは同じ応力状態となることが示された。
- (2) 波形鋼板ウェブのせん断応力は桁高方向に均一に分布し、ウェブの直応力を零と考えた場合に算出されるせん断応力の計算値が実験値とほぼ一致した。
- (3) 波形鋼板ウェブのせん断座屈強度は先に著者等が提案した算定方法による計算値とほぼ一致した。また、連成座屈強度は、局部座屈強度と全体座屈強度が半径1の円として相関するとした算定方法が安全側の値を与えた。
- (4) 波形鋼板ウェブは座屈後に耐力の急激な低下を招くため、波形鋼板ウェブの後座屈強度を通常のプレートガーダーと同様に期待するのは困難である。
- (5) 載荷点および支点部のウェブには、局部的な荷重が作用するのでウェブが圧縮座屈を起こす場合がある。このような場合には、波形鋼板ウェブ構造でも荷重集中点および支点部には垂直補剛材を設ける必要がある。
- (6) 波形鋼板ウェブをPC構造に用いることで、プレストレス力をコンクリートフランジに効率よく導入することができる。また、複合PC構造とすると、断面の剛性が大幅に大きくなり、せん断座屈強度が大きい波形鋼板ウェブのせん断耐荷能力を十分に活用できる構造形式となることが示された。

謝辞

実験に際しては、(株)ヒート・エス、(株)NKKライトスチール、および横浜国立大学技官の森下豊氏、大学院生の田島潤君に協力を頂いた。ここに関係各位に深く感謝します。なお、本研究の一部は、文部省科研試験研究B(2) No. 07555141 (研究代表者 池田尚治)の一環として実施したものである。

参考文献

- [1] 島田:Ripple Web Girderによる鋼板のせん断試験,土木学会論文集 No. 124,土木学会, pp. 1~10, 1965
- [2] 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 Vol. 71,(株)日本鋼管,pp. 25~33,1976. 10
- [3] 近藤,清水,大浦,服部:波形鋼板ウェブを有するPC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:波形鋼板ウェブを有する複合PC構造のせん断挙動について,第5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,1995. 10
- [5] Lindner, J und Aschinger, R :Grenzschubtragfähigkeit von I-Trägern mit trapezförmig profilierten Stegen, Stahlbau, Nr. 57 H. 12, pp. 377~380, 1988
- [6] 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
- [7] 田島,山口(恒),山口(隆),池田:波形鋼板ウェブ複合PC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(1-A47),1995