

# 波形鋼板ウェブ橋の新しい接合構造に関する実験的研究

Experimental Study on the New Joint Structures of a Bridge with Corrugated Steel Webs

志道 昭郎\*, 大山 博明\*\*, 依田 照彦\*\*\*  
Akio SHIJI, Hiroaki OYOYAMA, Teruhiko YODA

\*株式会社ピーエス三菱技術本部土木技術部 (〒104-8215 東京都中央区晴海二丁目5番24号)  
\*\*株式会社ピーエス三菱技術本部土木技術部 (〒104-8215 東京都中央区晴海二丁目5番24号)  
\*\*\*工博 早稲田大学理工学術院教授 社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保3-4-1)

A prestressed concrete bridge with corrugated steel webs is a structure with superior properties and cost effectiveness so that many bridges of this kind have been constructed up to now. In general, stud connections or embedded connections have been used for the joints between corrugated steel webs and concrete lower slab. However, care must be taken to the inverted construction of concrete and water proofing of joints when used. With a view to these problems, the validity of placing lower slab on the inner side of corrugated steel webs was confirmed and new joint structures were proposed in this study. In addition, punching shear tests were conducted to investigate the properties of shear slip at the joints.

Key Words: Corrugated steel web, Joint structure, Punching shear test  
キーワード: 波形鋼板ウェブ, 接合構造, 押抜きせん断実験

## 1. はじめに

従来、波形鋼板ウェブ橋では下床版を波形鋼板ウェブの下側に配置する断面形状が用いられ、波形鋼板と下床版の接合部には、フランジに設置したスタッドジベル等の接合部材による方法か、波形鋼板を直接床版内に埋め込む方法が採用されている(図-1)。しかし、フランジを有する構造におけるフランジ下側コンクリートの逆打ち施工や、埋込み接合における境界部の止水など、施工および供用後の維持管理時において留意が必要となる。

一方、片持ち架設工法によるドイツ初の波形鋼板ウェブ橋である Altwipfergrund 橋<sup>1)</sup>では、波形鋼板ウェブの内側(下フランジ上側)に下床版を配置した断面形状が採用されている。この断面形状の優れた点としては、コンクリートの逆打ち施工が不要で、主桁外面の雨水等が滞留しやすい位置に耐久性上留意が必要となる、コンクリートおよび鋼材、水(および空気)が接するトリプルコンタクトポイントが存在しないことがあげられる。加えて、下フランジ上に型枠代わりのPC板を敷設することで下床版施工の省力化も可能となる。図-2に断面概要図を示す。押し出し架設による5径間連続橋(40m+3@50m+40m)の試設計による比較検討の結果では、従来断面と比較して施工性、経済性において十分な優位性

を確認している。<sup>2)</sup>ただし、波形鋼板と下床版の接合には、従来と異なる接合構造が必要であり、Altwipfergrund 橋では波形鋼板内面に設置したスタッドジベルによる方法が採用されている。海外事例であることから、施工における留意事項等について詳細を知ることは困難であるが、支点部近傍では相当数のスタッドジベルが必要であろうことから、下床版鉄筋の配置などにおいて施工の煩

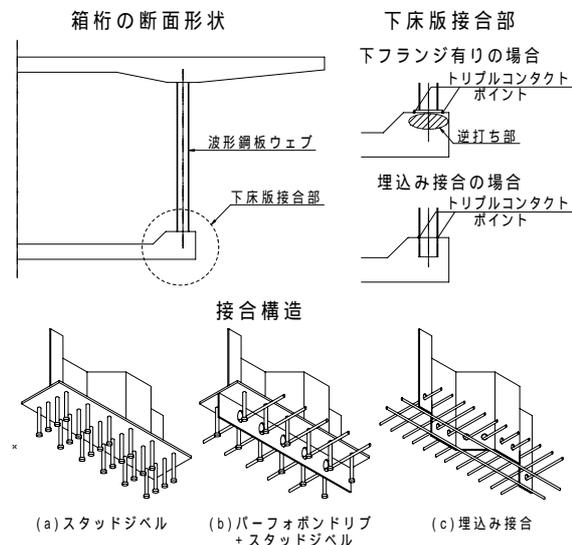


図-1 従来形式

雑さが容易に想定される。

同断面形状の優位性とスタッドジベル接合における施工の留意点をふまえ、著者らは波形鋼板と下床版の接合構造として、孔あき鋼板ジベルを有するプレートに波形鋼板と下フランジの隅角部に設置するプレートジベル接合を考案した。図 - 3 に構造概要を示す。本接合構造では、プレートジベルの支圧抵抗により橋軸方向のずれせん断力を負担させ、孔あき鋼板ジベルのせん断抵抗により直角方向の曲げモーメントを負担させる。

本研究では、これまでに類似する構造のない本接合構造に対して、設計上必要なずれせん断耐力の強度式を導くにあたり、せん断耐力およびずれ挙動、破壊性状等の基本的性状を確認するため、押抜きせん断試験を実施した。なお、同接合構造に関して別途以下の確認実験も実施しており、詳細は文献<sup>2),3)</sup>で報告を行っている。

1/2 梁供試体によるずれせん断挙動確認試験

1/2 供試体による面外曲げ耐力試験

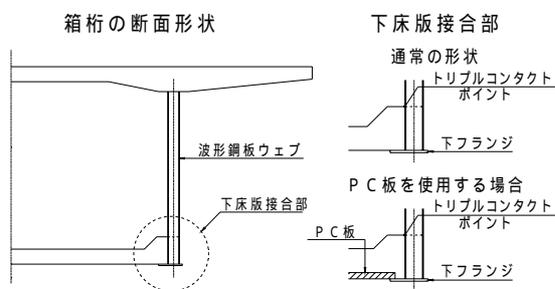


図 - 2 断面概要図

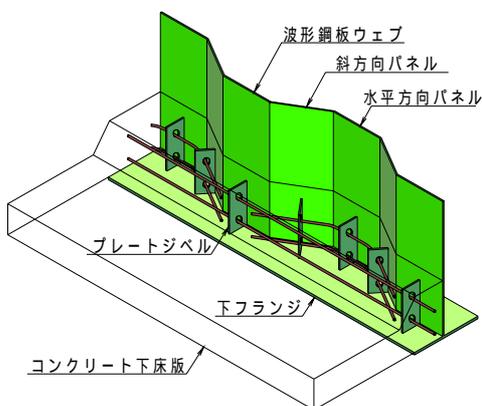


図 - 3 プレートジベル接合の構造概要図

## 2. 実験概要

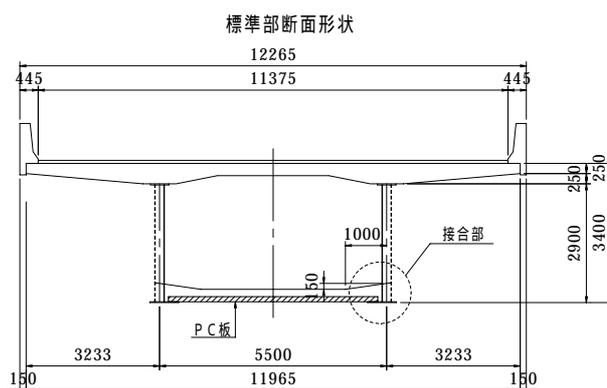
### 2.1 供試体形状および実験パラメータ

一般に、波形鋼板ウェブ橋では、せん断力のすべてを波形鋼板ウェブが負担するものとして設計される。そのため、本接合構造では、方向に関わらず同様のせん断応力が波形鋼板の各パネルに作用するものとし、各パネルのせん断応力を円滑に下床版に伝達させるために、1 パネルにプレートジベルを1箇所以上、パネルに対して直

角方向に設置することを前提とした。実橋の設計においては、橋軸方向のずれせん断力に対して、斜方向パネルに設置される接合構造は斜比を考慮して耐力値を低減することとした。また、斜方向パネルとコンクリート下床版の支圧抵抗に関しては、下床版が波形鋼板の片側に配置されるため耐力に考慮せず、ずれせん断力はすべて接合構造で負担させることとしている。

これらの考えに基づき、波形鋼板1パネルに着目した接合構造のずれせん断耐力を確認するため、頭付きスタッドの押抜き試験方法・同解説<sup>4)</sup>(以下、頭付きスタッド試験)を参考に、下床版と波形鋼板の接合部1パネル部分を両側に配置(図 - 5: 断面図)した供試体を用いて押抜きせん断耐力の確認実験を実施した。

供試体の形状寸法は、試設計を行った押し出し架設による5径間連続橋において、ずれ止め構造が最小配置となる径間部標準断面での接合部の部材寸法および配置鉄筋を基本とした(図 - 4)。なお、試設計橋梁においては、施工性の向上を目的としてP C板を敷設するタイプを想定しているが、P C板と場所打ちコンクリートは一体性が確保されるものとして、供試体ではP C板については反映していない。



接合部詳細

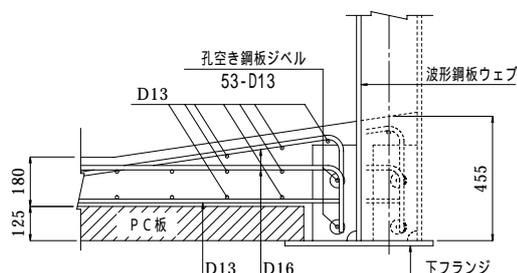


図 - 4 試設計橋梁の接合部形状

図 - 5 に供試体形状を示す。供試体における鋼板とコンクリートブロックの接触面の長さは、波形鋼板1パネル長の設定値である430mmとしてプレートジベルをその中央に配置した。また、ウェブおよびフランジを経てジベル構造により荷重を下床版コンクリートに伝達させるため、厚さ22mmの鋼板をコンクリートブロックから

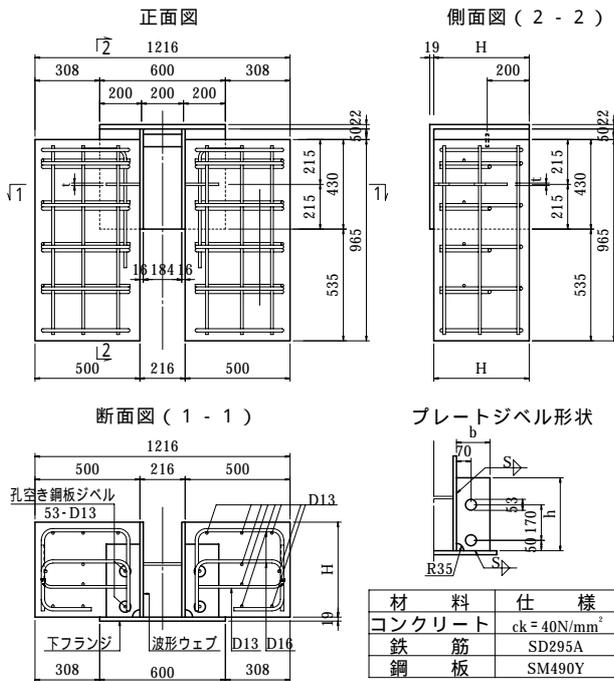


図 - 5 供試体形状

50mm の遊間を確保して天端に設置した。コンクリートブロックの厚さ(床版厚方向)は下床版厚さ 455mm とし、コンクリートブロックの幅(床版支間方向)は、道路橋示方書<sup>5)</sup>に示される許容支圧面積の規定を参考に、プレート幅の 2.5 倍以上確保するものとして 500mm とした。プレートジベルの配置高さは、コンクリートブロックの局所的な損傷を防止するため、設計基準強度相当の支圧応力がプレートジベル面に作用した場合にブロック底面に発生する圧縮応力を 20N/mm<sup>2</sup> 程度に制限することとし、弾性 FEM 解析の結果からプレートジベルからブロック底面までを 750mm とした。鉄筋は、試設計で想定した下床版の鉄筋配置を反映した形状とした。なお、プレートジベル部を除くコンクリートと鋼板との接触面は剥離剤を塗布して付着を無くし、実橋の打設方向を考慮して供試体を製作した。

実験のパラメータは、プレートジベルの形状寸法および溶接脚長とし、以下の 4 種類各 3 体について実施した。表 - 1 に実験パラメータを示す。

- No.1: 試設計で設定した径間部断面における接合部形状を反映した基本形状供試体。
- No.2: すみ肉溶接の影響を確認するため、No.1 供試体に対して溶接脚長を小さく設定(道路橋示方書<sup>6)</sup>に規定される最小脚長以下)した供試体。
- No.3: プレートジベル剛性の影響を確認するため No.1 供試体に対してプレート厚および溶接脚長を大きく設定した供試体。
- No.4: プレート形状の影響を確認するため、No.3 供試体に対してプレートの面積を同等として縦横長さを

変更した供試体。プレートの縦横寸法比には試設計における支点断面で設定した縦横比を反映し、他供試体と床版厚方向の縁端距離が等しくなるようブロック高さを設定。

なお、プレートジベルに配置した孔あき鋼板ジベルに関しては、耐力に影響を及ぼすと考えられるが、箱桁断面における直角方向の断面力に抵抗させることを主要目的として、53(貫通鉄筋 D13)2 箇所を最少配置に設定している。また、直角方向の設計において最少配置で十分な耐力を有する結果が得られたことから、本実験ではパラメータとして考慮しなかった。

表 - 1 供試体パラメータ

供試体名称	No.1	No.2	No.3	No.4
ブロック厚	H mm	455	455	455
プレート形状	h mm	350	350	420
	b mm	160	160	133
	t mm	12	12	16
溶接脚長	S mm	9	5	12
設計上の破壊性状	支圧破壊		溶接破壊	支圧破壊

下線部はNo.1供試体からの変更箇所

## 2.2 荷重載荷方法

荷重載荷は、各供試体 3 体中 2 体(各、供試体)は単調増加載荷方法により、残り 1 体(各、供試体)は残留ずれ量の挙動を確認するため漸増繰返し載荷方法により行った。なお、本接合構造はスタッドジベルに比較して剛性が高いことが想定されたため、載荷は荷重制御により実施した。図 - 6 に載荷概要図を示す。

荷重は、左右ブロックの偏載荷を避けるため、球座支圧板および角形鋼を用いて両ウェブ中心位置への 2 線載荷とし、載荷範囲はフランジからプレートジベル高さまでとした。また、供試体の製作、設置誤差等の影響を受けないよう供試体の下面に石膏を敷設した。

載荷速度ならびに漸増繰返し載荷方法における繰返しの荷重増分に関しては、頭付きスタッド試験の規定に準じて以下の設定とした。載荷速度は、プレートジベル母材の接合部長における平均せん断応力度の増分(=  $P / \{(b + h) \cdot t\}$ )が 0.3 ~ 0.4N/mm<sup>2</sup>/s 程度となる 5.0kN/s とした。漸増繰返し載荷方法における繰返しの荷重の増分

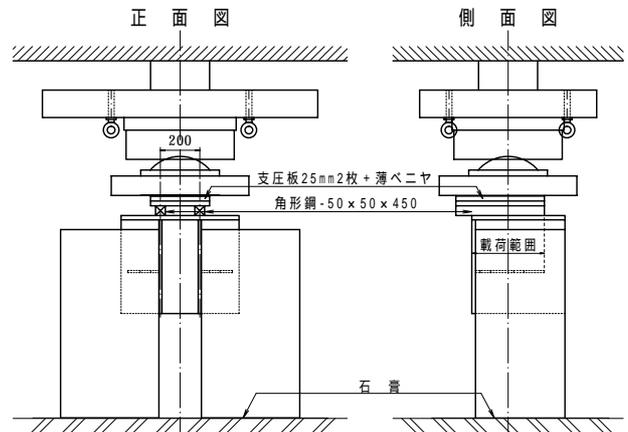
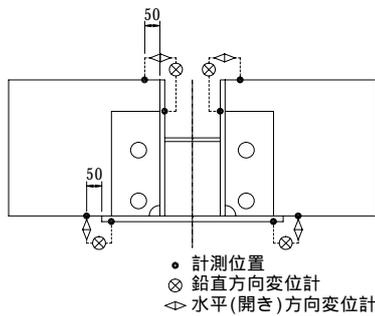


図 - 6 載荷概要図

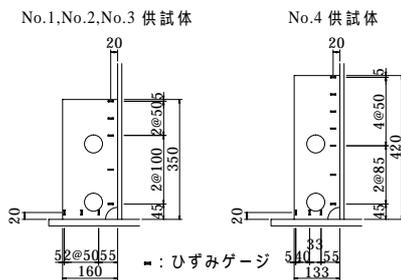
は、単調増加荷重方法による2体の実測耐力の平均値の1/20を目安に設定した。

### 2.3 計測項目

図-7に計測項目を示す。計測は、荷重荷重とともにプレートジベル設置位置において、プレートジベル接合端の鋼部材と近傍コンクリートブロックとの鉛直方向のずれ量と水平方向の開き量を計測した(図-7(a))。また、プレートジベルの挙動を確認するため、支圧応力の伝達を阻害しないプレート上面の溶接部近傍において、ウェブおよびフランジに対して直角方向のひずみ量を計測した(図-7(b))。なお、計測間隔は頭付きスタッド試験に準じ、設計上の押抜きせん断耐力の1/100を目安にそれぞれ10~20kN/sに設定した。



(a) ずれ量および開き量の計測位置



(b) プレートジベルのひずみ計測位置

図-7 計測項目

### 2.4 押抜きせん断耐力の算出方法

押抜きせん断耐力の強度式の設定にあたっては、耐力機構が類似すると考えられるアングルジベル接合の耐力算出式<sup>7)</sup>を参考に、コンクリートの支圧強度および溶接

部のせん断強度を考慮した。プレート1枚当たりの押抜きせん断耐力の算出式を以下に示す。また、プレートが波形鋼板のウェブおよびフランジの2辺で溶接されることから、コンクリートの支圧に対しては溶接端を結ぶ三角形部分を有効とし、プレート母材に対してもそのせん断強度を耐力算出に考慮した。

$$R_d = \min(R_1, R_2, R_3)$$

$$R_1 = A \cdot f'_{ck} / k$$

$$R_2 = a \cdot L_1 \cdot f_y / 3$$

$$R_3 = t \cdot (b + h) \cdot f_y / 3$$

ここに、 $R_1$ : コンクリートの支圧強度に対する耐力

$R_2$ : 溶接部のせん断強度に対する耐力

$R_3$ : 母材のせん断強度に対する耐力

$A$ : プレートの有効面積 (=  $1/2 \cdot b \cdot h$ )

$f'_{ck}$ : コンクリートの設計基準強度

$b, h, t$ : プレートの幅, 高さ, 厚さ

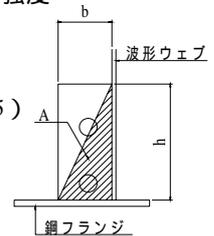
$k$ : 支圧に対する低減係数

(アングルジベル接合では1.5)

$a$ : 溶接の理論のど厚

$L_1$ : 溶接の有効長

$f_y$ : 鋼部材の降伏強度



### 3. 実験結果および考察

#### 3.1 最大せん断耐力

表-2に供試体材料の特性値を、表-3に材料特性値を用いて算出した設計せん断耐力およびせん断耐力の実測値、設計値に対する実測値の比率を示す。なお、最終的な破壊性状は、溶接部の破壊を想定したNo.2供試体も含めて、全ての供試体においてプレート下側コンクリートの押抜きせん断破壊によるものであった。そのため、No.2供試体に関しては、表中に支圧耐力 $R_1$ に対する比率も併記している。

表-2 材料の特性値 (N/mm<sup>2</sup>)

		No.1		No.2		No.3		No.4	
コンクリート	圧縮強度	37.8	38.3	42.2	44.5	36.8	38.6	42.4	42.3
ジベル鋼板	降伏点	426				433			
(ミルシート値)	引張強度	564				548			
鉄筋	降伏点	343							
(ミルシート値)	引張強度	511							

表-3 設計せん断耐力およびせん断耐力の実測値(ジベル1箇所当たり)

		No.1			No.2			No.3			No.4		
設計値	$R_1$ (kN) <sup>1</sup>	1058	1058	1072	1182	1182	1246	1030	1081	1081	1184	1184	1181
	$R_2$ (kN) <sup>2</sup>	1148	1148	1148	638	638	638	1530	1530	1530	1680	1680	1680
	$R_3$ (kN) <sup>3</sup>	1299	1299	1299	1299	1299	1299	1760	1760	1760	1932	1932	1932
	$R_d$ (kN)	1058	1058	1072	638	638	638	1030	1081	1081	1184	1184	1181
実測値 (kN)		1049	1105	996	1294	1302	1298	1424	1123	1062	993	1087	1102
比率	実測値/設計値	0.99	1.04	0.93	2.03	2.04	2.04	1.38	1.04	0.98	0.84	0.92	0.93
	実測値/ $R_1$				1.10	1.10	1.04						

1:  $k = 1.0$ で算出した値 2:  $y = 355\text{N/mm}^2$  (SM490Y材規格値)で算出した値 3:  $y =$ 母材のミルシート値で算出した値

(1)溶接脚長による影響

本接合構造では、道路橋において使用箇所等に制約を受けるすみ肉溶接を使用することから、その適用の可否も含めて耐力への影響を確認するため、No.2 供試体では溶接部のせん断強度で耐力が決定されるよう溶接脚長を小さく設定している。しかし、No.2 供試体は3 体すべてにおいて、最大荷重は溶接部に対して設定した耐力値の2 倍程度と大きく上回り、最終的な破壊も溶接部ではなくコンクリートの押抜きせん断破壊による形態を示した。この要因としては、設計上の溶接部の耐力算出に鋼部材の規格値を用いているため実強度と異なること、溶接部に純粋なせん断応力ではなく曲げ応力が過分に作用したためと考えられる。破壊形態が想定と異なるため溶接部に対して設定した耐力値の適当性は判定できないが、道路橋示方書に規定される最小脚長以下の溶接脚長に対する結果であるため、設定した溶接部のせん断強度に対する耐力式により安全側の評価を行うことで、すみ肉溶接の適用は可能と考える。

コンクリートの支圧に関しては、支圧耐力  $R_1$  に対する実測値の比率において、溶接脚長の小さい No.2 供試体の方が No.1 供試体に比較して若干大きめの値を示した。溶接脚長が小さいほど、プレートジベルの変形に伴ってコンクリートに及ぼす支圧応力は変形が拘束される溶接部近傍に偏り、最終的な耐力も低下すると考えられる。支圧応力の偏りに関しては、後述する切断面の破壊状況からその傾向が確認できるが、最終的な耐力値に関しては逆の傾向を示した。No.2 供試体 1 種類の結果であるため現状では要因の特定が難しく今後の課題とするが、耐力が増加する側の結果であることから、耐力算出における低減係数  $k$  の設定で考慮しないことにより、設定したコンクリートの支圧強度に対する耐力式で安全側の評価が可能と考える。

(2)プレートジベル板厚の影響

No.1 供試体と No.3 供試体の比較から、一部ばらつきはあるが設計値に対する実測値の比率は同程度であり、プレート板厚の増加による耐力への影響は小さい結果が得られた。これは、両供試体ともにコンクリートの支圧に伴うプレートジベルの変形が小さく、最終的な支圧応力の分布性状に大きな差異がないためと考えられる。

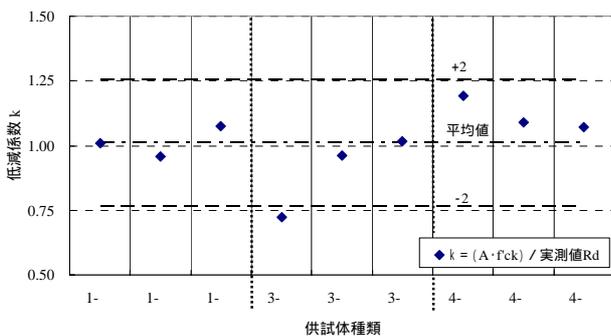


図 - 8 実測値から算出した係数  $k$  の値

(3)プレートジベル形状の影響

プレートジベルの縦横形状比の異なる No.3 供試体と No.4 供試体を比較した場合、No.4 供試体の設計値に対する実測値の比率が若干低い結果となった。より細長い形状になるほどコンクリートの支圧耐力が低下する傾向であるが、No.4 供試体 1 種類のみでのデータであるため、耐力算出における別途縦横比のパラメータとしての検討は今後の検討課題とする。

(4)支圧強度に対する低減係数

図 - 8 に実測値から逆算した低減係数  $k$  の値を示す。ばらつきに対して下限値を包括する形で 2 倍の標準偏差を考慮した場合、本実験におけるパラメータの範囲では低減係数  $k$  の値は 1.26 となる。なお、No.2 供試体については、破壊性状が想定と異なり、かつその値を考慮することは危険側の評価となるため、上記  $k$  値には考慮していない。

3.2 ずれ性状

表 - 4 に最大ずれ量およびずれ定数を示す。また、各供試体における荷重に対する相対ずれ量および残留ずれ量（各供試体のみ）の関係を図 - 9 から図 - 12 に示す。図中のずれ量は左右 4 箇所測定値の平均値を示し、残留ずれ量は繰返し荷重の各ピーク値に対して荷重除荷後に残留したずれ量を示している。なお、前述した低減係数  $k$  を 1.26 としたコンクリートの支圧強度に対する耐力値を終局時耐力として併記した。

(1)最大ずれ量およびずれ履歴

最大せん断力到達時のずれ量と破壊に至るまでの発生ずれ量の履歴に着目すると、ばらつきはあるものの傾向として、No.2 供試体で最大ずれ量が最も大きくかつ塑性的な履歴を示した。No.3 および No.4 供試体では、最大ずれ量の値は比較的小さく脆性的なずれ履歴を示し、No.1 供試体は中間的な性状を示した。

最終的な破壊性状は、すべての供試体においてコンクリートの押抜きせん断破壊であったが、No.1 および No.2 供試体では解体供試体においてプレート材溶接部近傍の

表 - 4 最大ずれ量およびずれ定数

	荷重方法	緒元 : プレート寸法 : プレート板厚 : 溶接脚長	最大ずれ量 <sup>1</sup> max mm	ずれ定数 <sup>2</sup>	
				各供試体 kN/mm	平均 kN/mm
No.1	単調	b,h = 160,350mm t = 12mm	0.96	1451	1344
	繰返	S = 9mm	1.79	1514	
No.2	単調	b,h = 160,350mm t = 12mm	2.03	3078	2718
	繰返	S = 5mm	1.80	2972	
No.3	単調	b,h = 160,350mm t = 16mm	0.98	2696	2156
	繰返	S = 12mm	0.69	2454	
No.4	単調	b,h = 133,420mm t = 16mm	1.10	1364	1470
	繰返	S = 12mm	1.49	1348	
			1.35	1697	1697

1 最大せん断耐力の到達時におけるずれ量

2 荷重 - ずれ量における  $Q_{max}/3$  の初期割線の傾きで、繰返し荷重においては各荷重ステップピーク時のずれ量を結んだ包絡線に対して算出

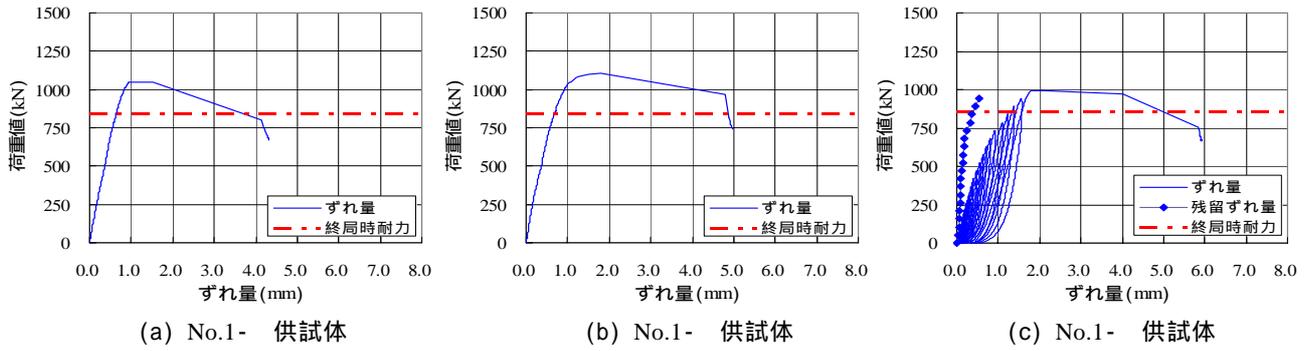


図 - 9 ずれ量および残留ずれ量 (No.1 供試体)

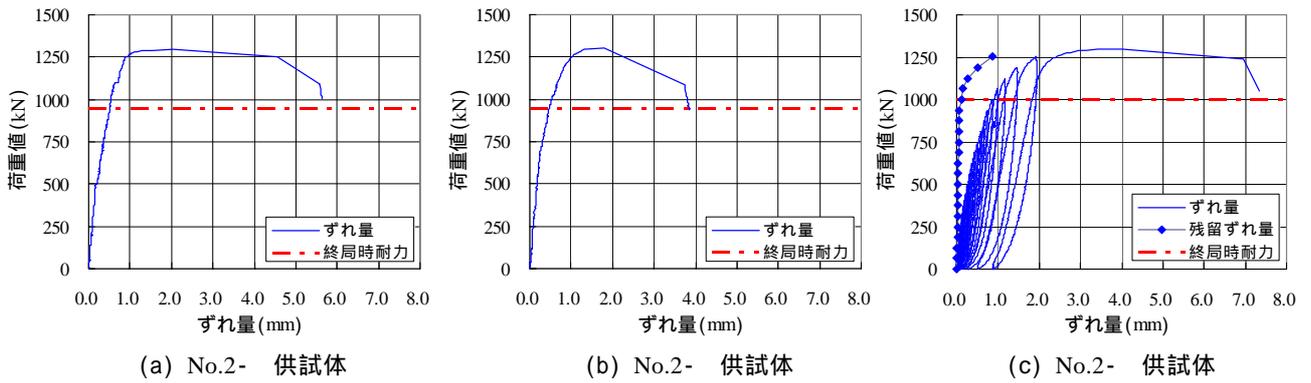


図 - 10 ずれ量および残留ずれ量 (No.2 供試体)

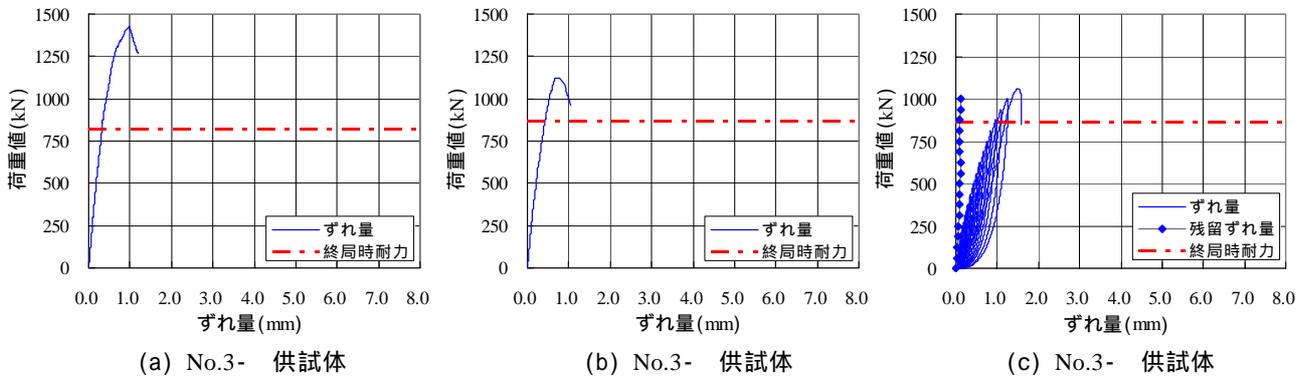


図 - 11 ずれ量および残留ずれ量 (No.3 供試体)

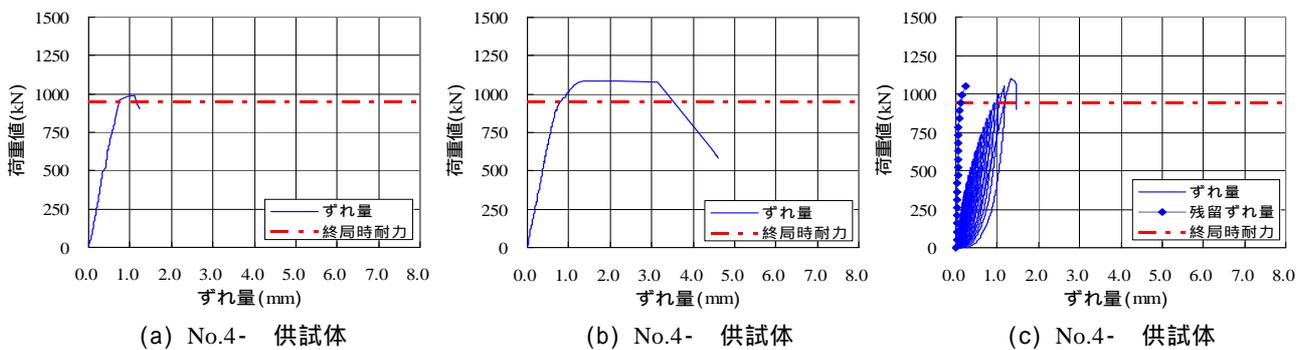


図 - 12 ずれ量および残留ずれ量 (No.4 供試体)

変形（写真 - 6）が目視により確認されたことから、溶接部近傍が局部的に降伏した影響によると考えられる。また、後述する初期荷重状態のプレートひずみ計測において溶接端部でより大きなひずみが発生していることから、溶接端部近傍でその傾向が顕著であると考えられる。プレート材の変形は、No.2 供試体が最も顕著であり、No.3 および No.4 供試体ではほとんど確認されなかった。荷重方法の違いでは、全ての供試体において漸増繰返し荷重による方が単調増加荷重による場合に比較して、荷重荷重の増加に伴って発生ずれ量が大きくなる傾向を示した。(2) ずれ定数

ずれ定数に関しては、プレート材が変形しやすいほど小さくなる性状を示すことが想定されたが、プレート材の縦横寸法が等しく、溶接脚長およびプレート板厚の異なる No.1 ~ No.3 供試体を比較した場合、板厚が薄く、溶接脚長の小さい No.2 供試体が最も大きい値を示した。

プレートジベルの縦横形状比の異なる No.3 および No.4 供試体を比較した場合、より細長い形状である No.4 供試体でずれ定数は小さくなる傾向を示した。

全供試体を総括すると、ずれ定数はジベル 1 箇所当たりで 1000 ~ 3000kN/mm となった。なお、別途行った梁供試体によるずれせん断挙動確認試験<sup>2)</sup>において、プレートジベルに対して設定した終局時耐力の範囲における発生ずれ量は極めて小さい結果が得られており、実橋における波形鋼板ウェブと下床版間のずれ性状に関しては、波形鋼板の斜パネル部が下床版に及ぼす支圧抵抗が大きく影響すると思われる。

### (3) 残留ずれ量

残留ずれ量に関しては、No.2 供試体において最大せん断力に近づくにつれてその性状が明確に変化した。No.1 および No.4 供試体では若干変化する傾向が伺える程度で、No.3 供試体ではほぼ変化しなかった。要因とし

ては、ずれ量の履歴性状と同様に、溶接部近傍の降伏に伴うプレート材の変形が残留ずれ量の性状に影響していることが想定される。

### 3.3 プレートひずみ

図 - 13 に、単調荷重を行った各供試体における初期荷重状態（最大せん断力  $Q_{max}/3$ ）でのプレートジベル各位置のひずみ（引張りが正）を示す。初期荷重状態での計測値を比較した理由は、荷重荷重が大きくなるにつれて、ひずみゲージまたはリード線の損傷と考えられる計測値が各供試体で不規則に発生しており、同じレベルでの比較が困難なことによる。したがって、ここではコンクリートの局部的な破壊やひび割れ等の塑性的な影響の少ない範囲におけるプレートジベルの基本的な変形性状の確認を目的とする。また、計測値が初期段階から大きく前後するなど不明瞭な挙動を示したデータについてはグラフ中より除外した。

グラフのプロットは左から右方向に、プレートジベルのフランジ溶接端 S1 から隅角部を経てウェブ溶接端 L1 方向におけるそれぞれの計測ひずみ値を示している（図

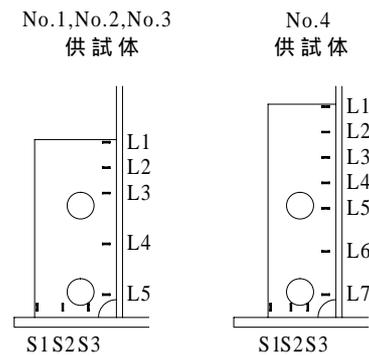
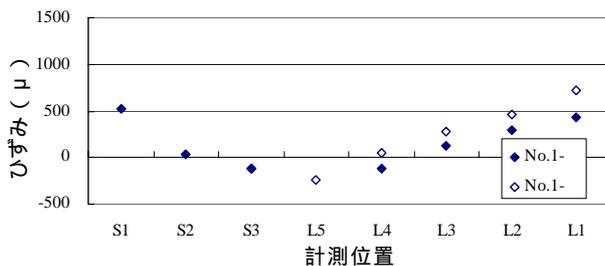
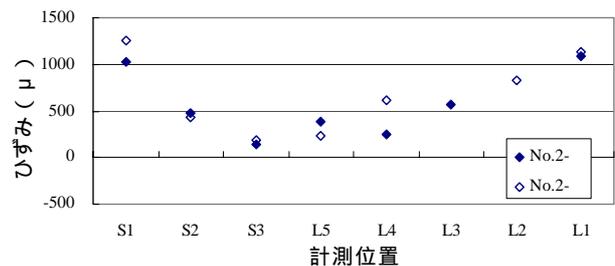


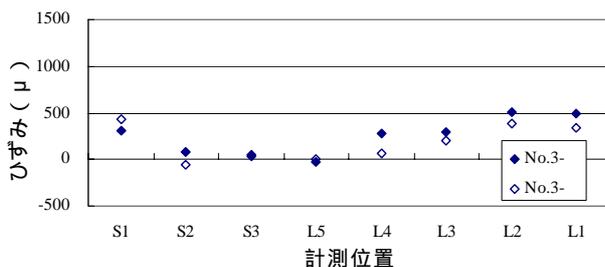
図 - 14 ひずみ計測の位置と記号



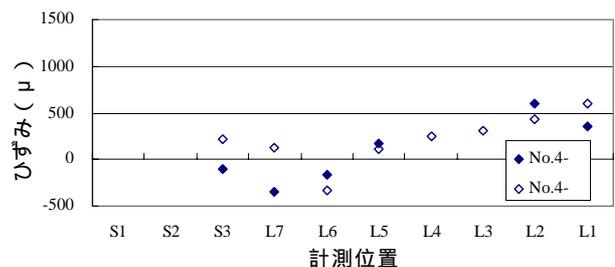
(a) No.1 供試体



(b) No.2 供試体



(c) No.3 供試体



(d) No.4 供試体

図 - 13 プレートひずみ

- 14 )。なお、各ひずみ値は供試体の左右プレートジベルでの平均値をプロットしている。

全体的には、計測値にばらつきはあるがウェブおよびフランジの溶接端部で同程度の大きなひずみが発生し、隅角部に向かって小さくなる傾向が確認できる。プレート上面のみの計測結果であるため、正確な性状の把握は困難であるが、以下にパラメータに着目した考察を示す。

#### (1) 溶接脚長による影響

溶接脚長の小さい No.2 供試体では、No.1 供試体の発生ひずみを引張り側にシフトした性状を示した。この要因としては、溶接部の脚長が小さくなるとプレートの変形が生じやすくなり、コンクリートに及ぼす支圧応力が、よりプレートの変形の拘束される溶接部近傍に偏った分布性状を示したことによると考えられる。

#### (2) プレートジベル板厚の影響

溶接脚長およびプレートジベル板厚の大きい No.3 供試体では、No.1 供試体に対して引張り圧縮共に小さくなる性状を示した。溶接脚長に加えて、板厚の増加によりプレートの変形が抑えられ、コンクリートに及ぼす支圧応力の溶接部近傍への偏りも抑制されたことによると考えられる。

#### (3) プレートジベル形状の影響

No.4 供試体では、フランジ溶接端近傍の計測値に不具合があったため明確な比較は難しいが、No.3 供試体および No.4 供試体における計測結果の差は小さく、本実験のパラメータの範囲では、プレートジベル形状の影響は小さい結果となった。

### 3.4 破壊形態

最終的な破壊は、全ての供試体においてプレートジベルを設置した隅角部の押抜きせん断破壊によった。写真 - 1 および写真 - 2 に外観からの破壊状況を示す。押抜きせん断面の支圧面からせん断破壊面終点までの長さは、No.4 供試体で最も長く、No.2 供試体で最も近傍で抜け落ちる傾向が確認された。No.1 および No.3 供試体は No.2

供試体と No.4 供試体の中間同程度の位置で抜け落ちる傾向を示した。

漸増繰返し载荷を行った各供試体は、実験終了後にプレートジベル直下でコンクリートブロックを切断し、支圧力载荷面の破壊性状を確認した。写真 - 3 ~ 写真 - 6 に切断面の破壊性状を示す。なお、写真にはコンクリートに生じたひび割れの他、プレートジベル形状をマジックで記載している。各供試体で差異はあるがおおよそ溶接端部を結ぶ三角形部分の損傷が著しく、前述した押抜きせん断耐力の算出におけるコンクリートの支圧に対する有効面積の設定が適切であることが確認できた。

切断面を確認した供試体については、残りのコンクリートブロックを撤去してプレートジベルの性状を目視で確認した。その結果、No.3 および No.4 供試体ではプレートジベルの変形がほぼ生じていないのに対して、No.1 および No.2 供試体では写真 - 7 および図 - 15 に示すように、プレートジベルが支圧を受ける方向に変形していた。No.2 供試体でその傾向が顕著であり、プレートジベルのひずみ計測結果と整合している。なお、全ての供試体において、プレートジベル母材および溶接部での亀裂、破断等は確認されていない。

#### (1) 溶接脚長による影響

No.1 供試体、No.2 供試体ともに、おおよそ溶接端部を結ぶ三角形部分が著しく損傷しているが、溶接脚長の小さい No.2 供試体の方が、若干ウェブ側に偏った狭い範囲で損傷している傾向が確認できる。

両供試体ともに解体供試体においてプレートジベルが支圧を受ける方向に変形していたことから、前述した载荷荷重と残留ずれ量の関係における勾配の変化は、プレートジベルの塑性的な変形により溶接部近傍コンクリートへの支圧応力が卓越し、コンクリートの局所的な破壊を生じたことによると考える。その傾向は、溶接部脚長の小さい No.2 供試体において顕著であり、切断面の破壊性状に影響したものと考えられる。

#### (2) プレートジベル板厚の影響

No.1 供試体と No.3 供試体を比較した場合、最外縁の

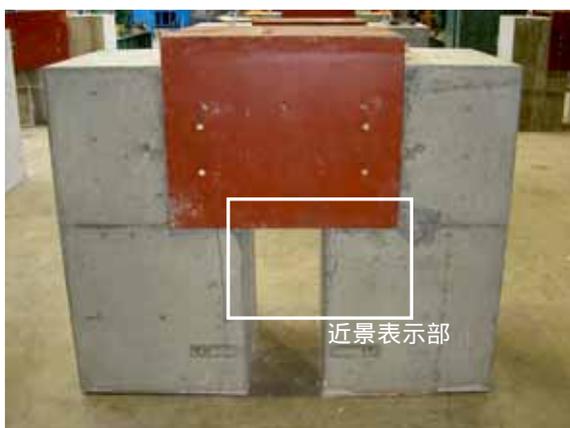


写真 - 1 破壊状況 (No.3- 供試体) 全景



写真 - 2 破壊状況 : (No.3- 供試体) 近景

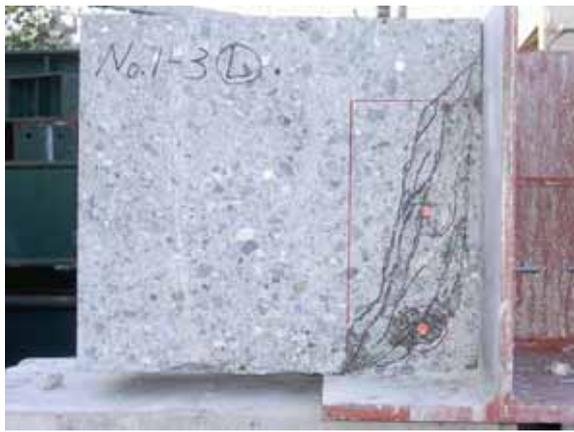


写真 - 3 No.1- 供試体 (切断面)

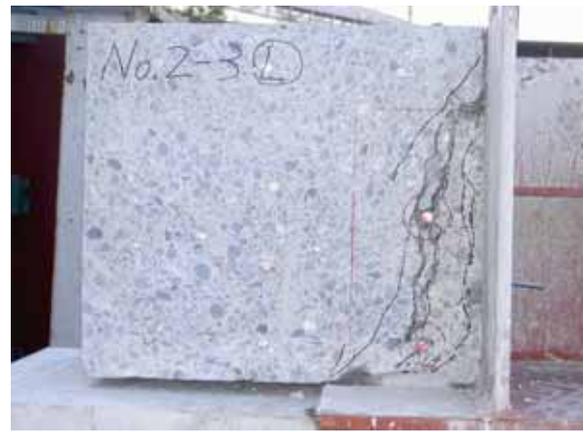


写真 - 4 No.2- 供試体 (切断面)



写真 - 5 No.3- 供試体 (切断面)



写真 - 6 No.4- 供試体 (切断面)



写真 - 7 プレートの変形状況( No.2- 供試体 )

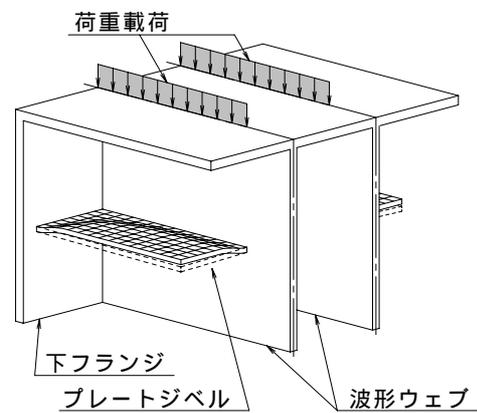


図 - 15 プレート変形のイメージ図

ひび割れが示す損傷範囲はほぼ同程度であるが、プレートジベルの板厚および溶接脚長の大きい No.3 供試体では、損傷範囲内に生じたひび割れがより少なかった。

実験後の解体で No.3 供試体においてプレートジベルの変形が確認されなかったことと、荷重 - 残留ずれの関係において勾配がほぼ変化していないことから、No.3 供試体では No.1 供試体で見られるようなプレートジベルの変形が小さく、変形に伴うコンクリートの局所的な破壊が生じなかったものと考えられる。No.1 供試体では、

溶接部近傍のコンクリートが局所的な破壊を生じた後、その部分の支圧応力が再分配平均化され、最終的に No.3 供試体と同様の押抜きせん断破壊面を形成したものと考えられる。

### (3) プレート形状の影響

プレートジベルの面積が等しく、縦横寸法比の異なる No.3 供試体と No.4 供試体を比較した場合、No.3 供試体が溶接端を結ぶ三角形部分が押し抜かれたのに対して、No.4 供試体のそれはよりプレートジベル形状に近い破

壊形状を示した。これは、No.3 供試体ではプレート幅を狭く設定しているため、No.4 供試体に比較して溶接されていない長手方向のプレート縁端におけるウェブ溶接部の拘束の影響が大きく作用し、プレート形状に近い支圧応力の分布性状を示したためと考えられる。

#### 4. まとめ

本稿では、波形鋼板ウェブ橋における新しい下床版配置の断面形状に対応するプレートジベル接合に関して、その形状および溶接脚長に着目した押抜きせん断実験の結果を述べた。我が国では例のない新しい構造に対する検討であるため、試設計橋梁での設定を前提としたものであるが、本実験で得られた主な結果を以下に示す。

- (1) 本実験のパラメータの範囲において、最大せん断耐力の算出におけるコンクリートの支圧強度に対して、実験値のばらつきに対して安全側となる低減係数 1.26 を示した。
- (2) 荷重に対するずれ量および残留ずれ量の挙動確認を行い、波形鋼板の形状を考慮した実橋検討において基礎データとなる接合構造に着目したずれ定数等の性状を確認した。
- (3) プレートジベルひずみの測定より、溶接端部で大きなひずみが発生し、隅角部に向かって小さくなる傾向を確認した。また、その傾向は、溶接脚長が小さいほど顕著となり、プレート板厚の増加で低減されること、本実験のパラメータの範囲ではプレートの縦横形状比の影響は小さいことを確認した。
- (4) 破壊性状より溶接端を結ぶ三角形部分の破壊が著しいことを確認し、最大せん断耐力の算出におけるコンク

リートの支圧強度に対する有効面積を、プレートジベル面積の 1/2 とする設定が適切であることを確認した。

本研究は、波形鋼板と下床版の接合部について局部的に着目し、接合構造の基礎的な性状を確認した。橋梁としての挙動に対しては、波形鋼板自体が下床版に及ぼす影響を考慮する必要があるため、今後は本実験結果を基礎データとして、橋梁全体として構造が適切となるよう検討を進めていく予定である。

#### 参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：Altwpfergrund 高架橋 - ドイツ初の波形鋼板ウェブPC橋 - ，プレストレストコンクリート Vol.44 No.1，プレストレストコンクリート技術協会，pp55～57，2002.
- 2) 志道，森，大山，依田：波形鋼板と下床版の新接合方法の提案とずれせん断力に対する挙動確認実験，第 15 回シンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，pp167～172，2006.
- 3) ピヤマハント，大山，志道，依田：波形鋼板と下床版の新接合構造に関する面外曲げ耐力の算定式と確認実験，第 15 回シンポジウム論文集，プレストレストコンクリート技術協会，pp173～178，2006.
- 4) 日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法（案）とスタッドに関する研究の現状，1991.
- 5) （社）日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 コンクリート橋編，2002.
- 6) （社）日本道路橋会：道路橋示方書・同解説 鋼橋編，2002.
- 7) プレストレストコンクリート技術協会：複合橋設計施工基準，技報堂出版，2005.

（2007年9月13日受付）