

孔あき鋼板ジベルを用いた 波形鋼板とコンクリート床版の接合方法の開発

立神 久雄*1・蛭名 貴之*2・上平 謙二*3

1. はじめに (PBL の開発経緯)

波形ウェブ橋における波形鋼板とコンクリート床版の接合部は、本形式橋梁の構造性能を確保するうえで非常に重要な部位であり、波形鋼板が担うせん断力をコンクリート床版に完全に伝達しなければならないため、波形鋼板とコンクリート床版は剛結合されなければならない。したがって、波形鋼板とコンクリート床版の界面に伝達されるせん断力は、かなり大きなものとなる。波形鋼板とコンクリート床版の結合方法では、新開橋や銀山御幸橋などで採用された頭付きスタッドによる方法、本谷橋で最初に採用された波形鋼板の埋込みによる方法、そしてフランスのコニャック橋、モープレ橋およびドール橋で採用されたアングルによる方法がある。

このうち、頭付きスタッドで合成する下床版は、コンクリートの打設方向が上から下となるため、せん断伝達面での耐力やずれに何らかの影響を及ぼすと考えられる。

埋込み接合の場合、波形鋼板が直接コンクリート床版に埋め込まれているため、長期的見地から、鋼とコンクリートの界面の口開きが懸念される。とくに下床版では、直接外部環境にさらされるため、界面からの雨水等の浸入によって鉄筋の腐食が懸念される。この対策として、界面の念入りなコーティングや配置鉄筋にエポキシ樹脂塗装鉄筋を採用するなど、注意や対策が必要と考えられる。

アングル接合は、フランジプレートに形鋼としてのアングルを周辺すみ肉溶接し、さらに、コンクリート床版との一体性を確保するため、アングルの橋軸方向に鉄筋を貫通させるとともに、U字鉄筋を配置している。しかしながら、フランジプレートにアングルジベルを周辺すみ肉溶接するため、溶接に手間がかかること、溶接延長が長くなること、また、溶接ひずみによるフランジプレートの変形が大きく、波形鋼板との溶接に労を要することとなる。

鋼部材からコンクリート部材へのせん断伝達手法として、レオンハルトらによって提案された孔あき鋼板ジベル(パーフォボンドリブ：PBL)の考えがある。レオンハルトらによると、本構造はせん断破壊機構にすぐれ、耐疲労にもすぐれているとの報告がなされている。パーフォボンドリブは、孔を貫通したコンクリートの2面でせん断力に抵抗する。このため、パーフォボンドリブをずれ止めとして使用した場合の試験体の終局状態における挙動は、孔を貫通しているコンクリートのせん断破壊、コンクリートの支圧による破壊、パーフォボンドリブの孔と孔の間のプレートのせん断破壊が考えられる。

本研究では種々の試験を行い、波形鋼板とコンクリート床版の接合手法として、このパーフォボンドリブの適用性の確認を行った。

2. シングル・パーフォボンドリブ接合

2.1 構造特性

シングルパーフォボンドリブ (Single-PBL) 接合は、図-1に示すように、フランジプレートの中央に1枚の孔あきの形鋼を橋軸方向に溶接し、その孔に鉄筋を貫通させた構造である。本構造は、1枚の橋軸方向に連続するリブ(形

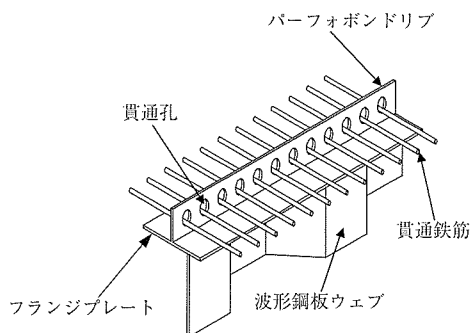


図-1 シングルパーフォボンドリブ接合



*1 Hisao TATEGAMI

ドーピー建設工業(株)
名古屋支店 技術部



*2 Takayuki EBINA

ドーピー建設工業(株)
本社 技術センター



*3 Kenji UEHIRA

ドーピー建設工業(株)
本社

鋼) にあけられた孔の中のコンクリートがずれせん断作用に抵抗することによって、2面せん断の挙動を呈する。さらに孔の中に配置された貫通鉄筋の拘束効果によって、接合部の橋軸方向水平せん断に対し、高いずれせん断抵抗性を有するとともに、ずれ剛性も非常に高い接合構造である。

2.2 確認試験

Single-PBL 接合の基本的性状を把握するために、押抜き試験³⁾を行った。試験体の種類の一覧を表-1に示す。試験体は、実際の橋梁モデルを想定し、コンクリート厚さを25 cm、粗骨材の最大寸法を20 mmとした。また、鉄筋配置についても、実橋を想定しD 16 mmの鉄筋を主鉄筋方向と配力鉄筋方向にそれぞれ配置し、PBLの形状は、板厚22 mm、高さ150 mmとし、リブにあけた孔径については40 mm、60 mmおよび80 mmと変化させた。設けた孔径については、貫通鉄筋と孔の端部までの最小間隔が粗骨材の最大寸法の4/3倍以上を確保することを基本とした。ここで、本試験において、1試験体に対し孔を一つとしたのは、孔一つあたりの純粋なせん断耐力機能の把握を目的としたためである。

本試験では、PBL そのものについて、平鋼板に孔をあけたタイプ、リブそのものの自然付着の影響を調べるための孔のないリブだけのタイプ、そして、リブの付着性能を高めるため、平鋼板に縞鋼板を溶接し、それに孔をあけたタイプの3タイプとした。そして、孔あき鋼板については、孔径を変化させるとともに、鉄筋の拘束度を検討するため、鉄筋を孔に貫通させ、その位置、径および鉄筋数も変化させた。また、波形ウェブ橋では、一般的に主桁の上下にコンクリート床版があるため、波形鋼板とコンクリートの界面のせん断伝達挙動については、コンクリートの打設方向

が影響すると考えられるので、コンクリートの打設方向を変え、同じ孔径でそれぞれ打設方向を変えた。また、コンクリート打設についても、実橋の状況を想定し、PBLの側面は自然付着をもたせるため、コンクリートとの縁を切らずそのまま打設しバイブレーターで締固めた。

2.3 試験結果および考察

表-2に各試験体のせん断耐力値を示す。表中の耐力値は、各試験体の左右の耐力の平均値を示す。この表からも分かるように、リブの自然付着性能を検討するための試験体TYPE 5-1とTYPE 5-2では、他の試験体のせん断耐力値と比較しても非常に小さい値で付着切れを起こすことが分かる。

図-2にPBLのコンクリートジベルに作用するせん断応力度と孔径の関係を示す。図から分かることは、各孔径に対し、モルタルのみの試験体TYPE 6-1(φ80)とTYPE 6-

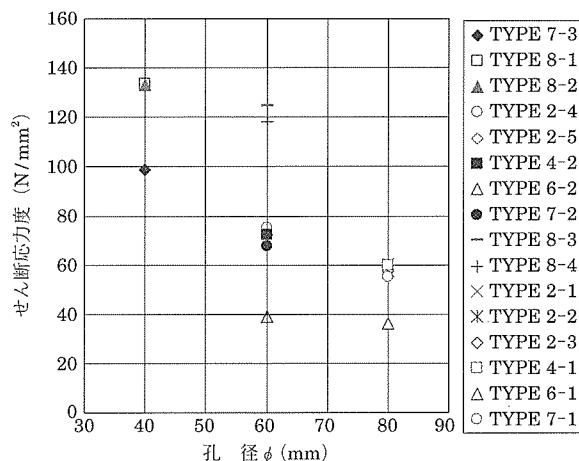


図-2 せん断応力度と孔径の関係

表-1 試験体の種類

供試体の種類	鉄筋	縞鋼板	孔径φ(mm)	コンクリートの打設方向	鉄筋配置位置	試験体数(体)	備考
TYPE 2-1	-	-	80	下打ち	-	1	
TYPE 2-2	有	-	80	下打ち	上(フランジ)側配置	1	貫通鉄筋 D16
TYPE 2-3	有	-	80	下打ち	中心配置	1	貫通鉄筋 D16
TYPE 2-4	-	-	60	下打ち	-	1	
TYPE 2-5	有	-	60	下打ち	上(フランジ)側配置	1	貫通鉄筋 D16
TYPE 3-1	-	有	-	下打ち	-	1	
TYPE 3-2	-	有	60	下打ち	-	1	
TYPE 3-3	有	有	80	下打ち	上(フランジ)側配置	1	貫通鉄筋 D16
TYPE 3-4	有	有	60	下打ち	上(フランジ)側配置	1	貫通鉄筋 D16
TYPE 4-1	-	-	80	上打ち	-	1	
TYPE 4-2	-	-	60	上打ち	-	1	
TYPE 5-1	-	-	-	下打ち	-	1	自然付着
TYPE 5-2	-	-	-	下打ち	-	1	自然付着
TYPE 6-1	-	-	80	下打ち	-	1	モルタルのみ
TYPE 6-2	-	-	60	下打ち	-	1	モルタルのみ
TYPE 7-1	-	-	80	下打ち	-	1	
TYPE 7-2	-	-	60	下打ち	-	1	
TYPE 7-3	-	-	40	下打ち	-	1	
TYPE 8-1	有	-	40	下打ち	中心配置	1	貫通鉄筋 D16
TYPE 8-2	有	-	40	下打ち	上(フランジ)側配置	1	貫通鉄筋 D16
TYPE 8-3	有	-	60	下打ち	上(フランジ)側配置	1	貫通鉄筋 D19 * 2
TYPE 8-4	有	-	60	下打ち	上(フランジ)側配置	1	貫通鉄筋 D29

2 (φ 60) ではその他の試験体に比べて耐力が下がることである。これは、粗骨材が正しく抵抗しないためであると考えられる。また、縞鋼板併用の試験体については、相当な耐力増加となるため、せん断耐力の向上を図る一つの対策として、PBLとして平鋼板の代わりに縞鋼板の採用が考えられる。他の通常のPBLについては、鉄筋拘束による耐力増加が期待できるが、さらに興味深いことは、孔径の大きさによってせん断耐力に相当するせん断応力度が異なることであり、孔径が小さくなるにつれせん断応力度が大きくなっている。これは、孔に混入される粗骨材による拘束効果であると推測される。したがって、この現象は、孔径が小さいほど粗骨材の拘束の影響が大きくなるためであろう。また、コンクリートの打設方向による耐力への影響は、とくにないと考えられる。この結果からもPBLは、波形ウェブ橋にとって、有効な結合方法であると考えられる。

2.4 パーフォボンドリブの耐力式の検討

2.4.1 コンクリートジベルのみのせん断耐力式

コンクリートジベルのみのせん断耐力を把握するため、本試験において実施した試験体の中から、モルタルのみのもの、貫通鉄筋を配置したもの、および縞鋼板を用いた試験体を除外したコンクリートだけの試験体のせん断耐力に対応したせん断応力度、コンクリート強度および孔径の関係を検討した。図-3には、縦軸にせん断応力度とコンクリート強度の比を、横軸に孔径の比を取ってそれぞれの値を表した。図から分かるように、せん断応力度とコンクリート強度の比と孔径の比は、ほぼ線形に近似できる。また、孔径が小さいほどコンクリート強度に対するせん断応力度が大きくなる傾向を示している。この関係を式で表すと、式(1)のとおりとなる。

$$\tau/\sigma_c = -0.818 \cdot \phi/\phi_{(40)} + 2.691 \tag{1}$$

ここに、 τ はコンクリートジベルに作用するせん断耐力に対応するせん断応力度、 σ_c はコンクリートの圧縮強度、 ϕ は孔径(mm)、 $\phi(40)$ は孔径40mmを示す。

ここで、式(1)をせん断応力度の式に変換すると、式(2)を得る。

$$\tau = \{-0.818 \cdot \phi/\phi_{(40)} + 2.691\} \cdot \sigma_c \tag{2}$$

式(2)から、せん断耐力は、せん断応力度に孔の断面積を乗ずることによって計算され、本試験の場合、2面せん断となるので、PBL1枚におけるコンクリートジベル1個あたりのせん断耐力は式(3)によって計算できる。

$$Q = 2\pi \cdot \phi^2 \cdot 0.25 \cdot \{-0.818 \cdot \phi/\phi_{(40)} + 2.691\} \cdot \sigma_c = 1.571 \cdot \phi^2 \cdot \{-0.818 \cdot \phi/\phi_{(40)} + 2.691\} \cdot \sigma_c \tag{3}$$

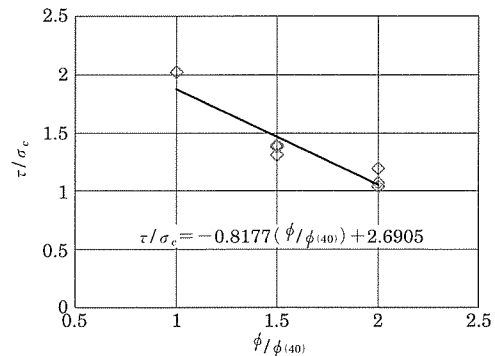


図-3 せん断応力度、コンクリート強度および孔径の関係

表-2 各試験体のせん断耐力

試験体の種類	孔径 φ(mm)	平均圧縮強度 (N/mm ²)	平均ヤング係数 (N/mm ²)	実験値耐力 (kN)	コンクリートの打設方向	備考
TYPE 2-1	80	57.6	37 632	605.6	下打ち	
TYPE 2-2	80	54.1	34 790	576.2	下打ち	
TYPE 2-3	80	54.4	35 182	580.2	下打ち	
TYPE 2-4	60	57.3	37 338	426.3	下打ち	
TYPE 2-5	60	57.7	34 986	407.7	下打ち	
TYPE 3-1	—	57.2	36 946	449.8	下打ち	縞自然付着
TYPE 3-2	60	58.4	35 868	633.1	下打ち	縞つき
TYPE 3-3	80	62.9	39 298	727.2	下打ち	縞つき
TYPE 3-4	60	58.6	38 318	653.7	下打ち	縞つき
TYPE 4-1	80	50.0	30 794	602.6	上打ち	
TYPE 4-2	60	51.9	31 761	409.6	上打ち	
TYPE 5-1	—	50.8	31 968	179.6	下打ち	自然付着
TYPE 5-2	—	51.6	32 934	181.0	下打ち	自然付着
TYPE 6-1	80	52.4	31 530	361.3	下打ち	モルタルのみ
TYPE 6-2	60	51.7	31 776	220.5	下打ち	モルタルのみ
TYPE 7-1	80	51.5	31 108	555.3	下打ち	
TYPE 7-2	60	49.0	31 536	381.8	下打ち	
TYPE 7-3	40	48.9	33 440	248.6	下打ち	
TYPE 8-1	40	52.8	32 448	335.1	下打ち	
TYPE 8-2	40	49.9	31 658	334.1	下打ち	
TYPE 8-3	60	45.5	30 370	704.2	下打ち	
TYPE 8-4	60	46.1	29 414	668.6	下打ち	

ここに、 Q はPBL1枚におけるコンクリートジベル1個あたりのせん断耐力を示す。

レオンハルトら³⁾によれば、コンクリートの実際の圧縮強度 (σ_c) と最大荷重によるコンクリートジベルのせん断応力度 (τ) には、 $\tau = 1.3 \cdot \sigma_c$ の関係があるとしており、せん断応力度とコンクリートの圧縮強度との関係は一定であるとしているが、本実験では、粗骨材の拘束効果により、せん断応力度とコンクリートの圧縮強度との関係は一定ではなく、孔径が小さいほどコンクリート強度に対するせん断応力度が大きくなる傾向を示した。また、レオンハルトらは、実際の圧縮強度に対して、安全係数 (0.7) を考慮している。そこで、せん断耐力に対する本提案式 (3) に対し、図 - 3 に見る強度のばらつきや試験体の下面の石膏による拘束効果等を考慮して、レオンハルトらと同様に安全係数 (0.7) を考慮し、PBLのせん断耐力式として式 (4) を提案する。

$$Q = 1.1 \cdot \phi^2 \cdot \{-0.818 \cdot \phi / \phi_{(40)} + 2.691\} \cdot \sigma_c \quad (4)$$

2.4.2 貫通鉄筋の拘束効果

本試験のうち、貫通鉄筋の拘束効果を検討するため、貫通鉄筋の配置された試験体に対し、コンクリートジベルのせん断耐力増加分とコンクリート強度の関係と、貫通鉄筋比 (貫通鉄筋の断面積とコンクリートジベルの断面積の比) との関係を図化すると、図 - 4 のとおりとなる。ここで、コンクリートジベルのせん断耐力増加分というのは、孔径を一定とした場合のコンクリートジベルのみのせん断応力度に対する応力度増加分である。図から分かるように、貫通鉄筋比が小さい場合には、鉄筋拘束によるせん断耐力増加にはほとんど寄与しないことが分かる。しかしながら、貫通鉄筋比が大きくなると、鉄筋の拘束効果によってせん断耐力が増加することが分かった。これらの関係は、ほぼ線形関係で表現でき、これを式に表すと式 (5) のとおりとなる。

$$\Delta \tau / \sigma_c = 12.966 \cdot p - 0.312 \quad (5)$$

ここに、 $\Delta \tau$ はコンクリートジベルのせん断耐力増加分、 σ_c はコンクリートの圧縮強度、 p は貫通鉄筋比を示す。

式 (5) を用いて、せん断耐力増加分をせん断耐力増加分

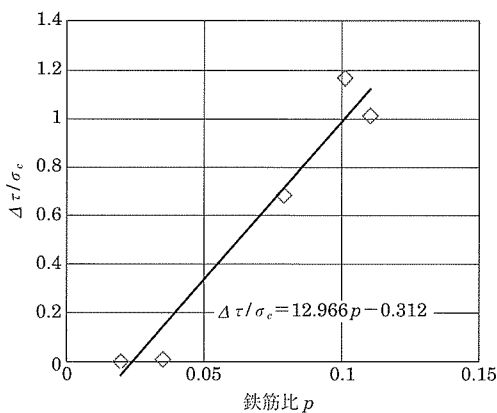


図 - 4 鉄筋比と貫通鉄筋拘束効果

として評価すれば、式 (6) のように表現できる。

$$\begin{aligned} \Delta Q &= 2\pi \cdot \phi^2 \cdot 0.25 \cdot \{12.966 \cdot p - 0.312\} \cdot \sigma_c \\ &= 1.571 \cdot \phi^2 \cdot \{12.966 \cdot p - 0.312\} \cdot \sigma_c \end{aligned} \quad (6)$$

ここに、 Q はコンクリートジベル1個あたりのせん断耐力増加分を示す。

さらに、式 (4) の場合と同様に、コンクリートジベルのせん断耐力増加分とコンクリート強度の関係と、貫通鉄筋比 (貫通鉄筋の断面積とコンクリートジベルの断面積の比) との関係のパラッキ等を考慮して、安全係数 (0.7) を考慮すれば、貫通鉄筋の拘束効果によるパーフォボンドリブのせん断耐力増加分は、式 (7) のように提案できる。

$$\Delta Q = 1.1 \cdot \phi^2 \cdot \{12.966 \cdot p - 0.312\} \cdot \sigma_c \quad (7)$$

以上から、貫通鉄筋の拘束効果を考慮したPBLのせん断耐力の算定は、式 (4) と式 (7) を合計したもので評価できる。

3. ツイン・パーフォボンドリブ接合

3.1 構造特性

図 - 5 に示すように、ツインパーフォボンドリブ (Twin-PBL) 接合は、孔あき鋼板を橋軸方向に2枚併設した構造となる。この接合方法は、PBLをフランジプレート上に2枚設けることにより橋軸方向の水平せん断耐力の向上と、接合部の橋軸直角方向の輪荷重に伴う首振り挙動に対して有効に抵抗できる。この接合方法を採用するにあたり、橋軸方向ずれせん断挙動の安全性を確認することを目的として押抜き試験³⁾を行った。

3.2 リブ幅とリブ高の関係

本試験は、Twin-PBLのリブ幅とリブ高の比率 (図 - 6) が水平せん断耐力に及ぼす影響を明らかにすることを目的とした。

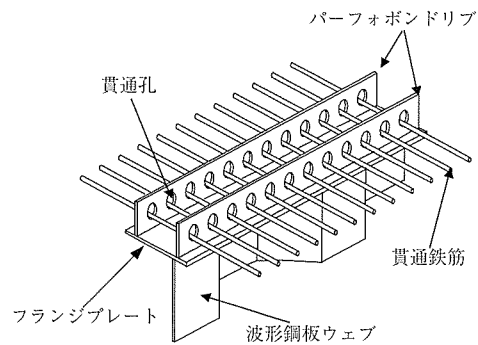


図 - 5 ツインパーフォボンドリブ接合構造

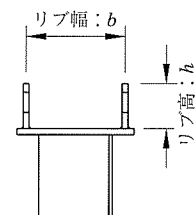


図 - 6 リブ幅とリブ高

Twin-PBLのリブ幅とリブ高の関係については、表-3に示すような試験体を考慮した。波形ウェブ橋に特化したPBLの終局水平せん断耐力の算定式は、2章で示したが、本試験では、安全側の値を与えるPBL土木学会式⁴⁾を用いることとした。PBL土木学会式で求めた終局水平せん断耐力と実験値との比較を表-3に示す。また、図-7に各試験体の荷重と相対ずれ変位の関係を示す。

実験結果から、各試験体とも最大荷重の1/3程度(設計荷重時相当)では、相対ずれ変位が生じていないことが分かる。また、2枚のPBLの終局せん断耐力値については、1枚の場合の終局せん断耐力値に対しほぼ2倍の値を示しており、PBL土木学会式で求めた2枚のPBLの終局水平せん断耐力と実験値の比較からも十分安全性が確保されていることが確認できた。

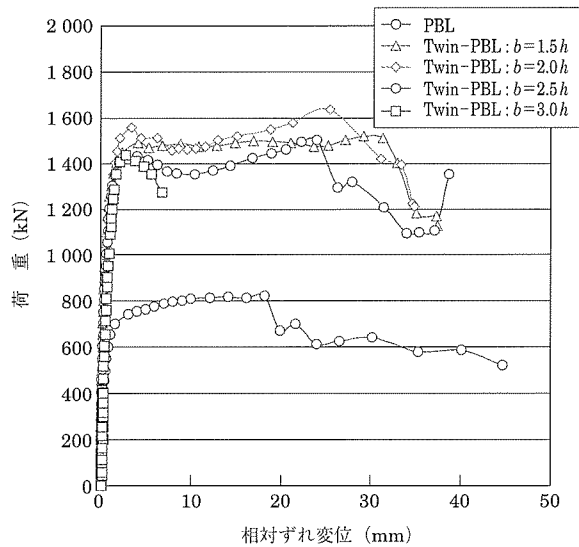


図-7 荷重と相対ずれの関係(リブ幅着目)

ることが確認できた。

3.3 側面かぶりの影響

本試験では主桁断面が張出し架設時の外ケーブルを上床版とウェブのハンチ部に定着させる構造となる、ウェブに若干のコンクリート部を設けた断面形状(コンクリートエッジタイプ)に着目した。この断面は、Twin-PBL接合のリブ部における縁端距離(図-8)の影響により、貫通鉄筋の拘束効果が低減され、せん断耐力の低下が懸念された。そこで、これらの接合方法における側面かぶりの影響を考慮したせん断耐荷挙動を把握するための押抜き試験⁵⁾を行った。PBLの側面かぶりに着目した試験体の種類を図-9に示す。

図-9に示すとおり、試験体は、Aタイプ~Cタイプの3種類で、貫通鉄筋はすべてD16を配置した。これらの試験体は、上床版コンクリートと波形鋼板の接合を想定し、コンクリートの打設方向を正打ちとした。また、AタイプおよびBタイプはPBLのリブの縁端距離に着目し、リブの縁端距離が、せん断耐力に及ぼす影響を把握することを目的とした。Cタイプは、ハンチを設けたことによるせん断耐力への影響を把握することを目的とした。

各試験体に用いたTwin-PBL接合のリブ高さ h (=125 mm)とリブ間隔 b (=270 mm)の関係は、 $b/h=2.16$ で統一させることとした。試験体に用いたリブ厚($t=16$ mm)、リブ高さ($h=125$ mm)、リブ間隔($b=270$ mm)については、実橋を想定し決定した。

A~Cタイプの荷重-変位曲線を図-10に示す。図中の荷重は、左右の合計値を示し、鉛直変位量は、4箇所を平均値を示す。また、各試験体の実験結果とPBL土木学会式⁴⁾との比較を表-4に示す。図-10および表-4よりTwin-PBL接合のリブの縁端距離が少ないAタイプのみ、最大せん断耐力が小さいことが分かる。この要因は、破壊時の試

表-3 押抜き実験・試験体の種類

リブ幅とリブ高の関係	ずれ止め	孔径	貫通鉄筋	実験値	設計計算値	比率	備考
				最大荷重①(kN)	終局せん断耐力②(kN)		
1	PBL	$\phi 55$	D16	802.6	584.0	1.37	—
2	Twin-PBL	$\phi 55$	D16	1 504.5	1 103.1	1.36	$b = 1.5 h$
3	Twin-PBL	$\phi 55$	D16	1 535.8	1 118.5	1.37	$b = 2.0 h$
4	Twin-PBL	$\phi 55$	D16	1 439.0	1 176.9	1.22	$b = 2.5 h$
5	Twin-PBL	$\phi 55$	D16	1 425.8	1 159.6	1.23	$b = 3.0 h$

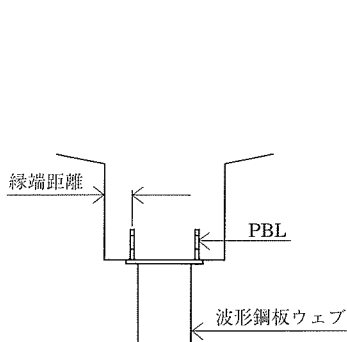


図-8 Twin-PBLと縁端距離の関係

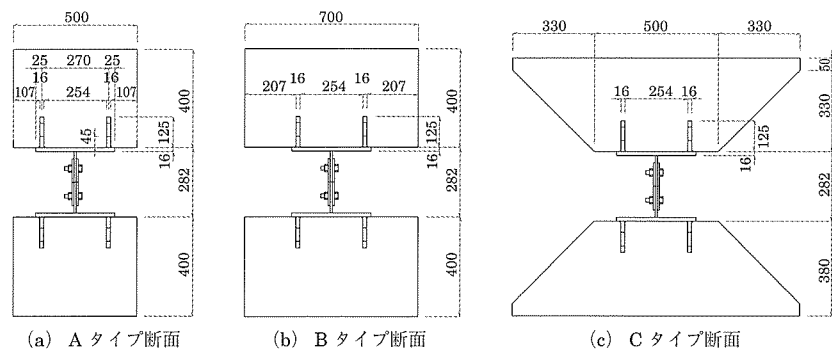


図-9 試験体の種類

表 - 4 実験結果と PBL 土木学会式との比較

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	PBL 枚数 (全体)	PBL 土木学会式①	平均実験値 ②	比率 ②/①
Aタイプ	52.6	4	1 151.2	1 174.0	1.02
Bタイプ	52.1		1 143.1	1 494.2	1.31
Cタイプ	50.8		1 122.2	1 501.5	1.34

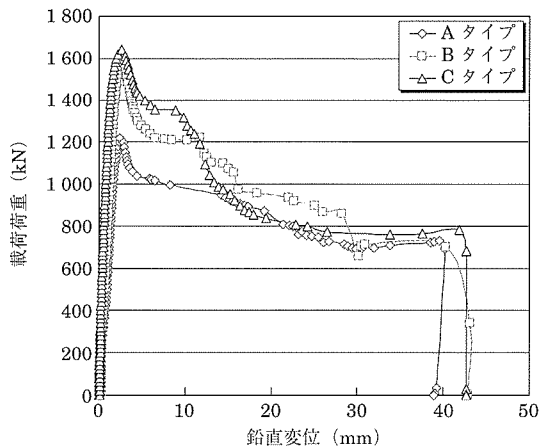


図 - 10 A～CタイプのP-δ曲線

験体の状況から、Twin-PBL 接合のリップの縁端距離が少なかったためと考えられる。

4. フラスコ形・パーフォンドリブ接合

4.1 構造特性

PBL 接合は施工時において、孔に貫通鉄筋を通すという作業が必要になる。とくに上床版側に比べ下床版側の場合は、床版形状より、貫通鉄筋を配置してから側枠をセットするなど制約が多く、施工の省力化が図れない。さらに、ウェブが傾斜している場合は、箱桁内から貫通鉄筋を配置しなければならないが、ハンチ筋が手前にあり、設置に時間を要する。このため、PBL の貫通鉄筋配置における施工の省力化を図るため、PBL の孔の形状を円形からフラスコ形 (図 - 11) への変更を考えた。これにより、先に下床版の鉄筋組立て作業を行い、その後、波形鋼板ウェブを上から落としこめることが可能となり、施工の省力化が図れることがわかった。しかしながら、孔をフラスコ形にしたため、引抜かれる方向に開口があり、引抜きに対する抵抗が低減されることが懸念された。

周知のように、通常の合成桁橋のずれ止めのように、設計上はせん断力しか受けない場合でも、ずれ止めには引抜き (アップリフト) 抵抗力を持たせねばならない。EUROCODE 4 PART 1, 6.6 Shear Connection⁶⁾ では、引抜

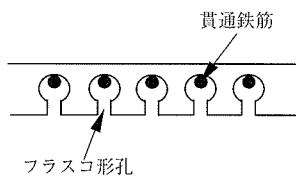


図 - 11 フラスコ形状詳細図

き耐力は終局せん断耐力の 1 / 10 以上なければならないと規定しており、通常の頭付きスタッドはこの規定を十分満足しているが、それ以外の形式のずれ止めの採用には、この規定を遵守しなければならない。また、わが国の土木学会鋼構造物設計 PART B 合成構造物³⁾ では、ずれ止めには頭付きスタッドを用いることを原則にしている。

本試験は、フラスコ形 PBL の引抜き耐力を把握するため、円形 PBL とフラスコ形 PBL の引抜き実験⁷⁾ を実施し、両者を比較するとともに、得られた実験値と PBL 土木学会式⁴⁾ との比較検討も行った。

4.2 引抜き試験

引抜き試験に使用した試験体の種類を表 - 5 に示す。試験体は、円形の PBL およびフラスコ形 PBL の 2 タイプ、孔径は円形およびフラスコ形とも φ 60、貫通鉄筋を D 16、フラスコ形の開口幅 (図 - 12) を 30 mm とした。開口幅の 30 mm は、実橋の貫通鉄筋の最大径が D22 であることを想定し決定した。図 - 13 に試験体と試験概要を示す。試験体

表 - 5 引抜き試験体の種類

種類	孔径 (mm)	開口幅 (mm)	貫通鉄筋	数量 (体)	孔の形状
TYPE 1	φ 60	0	D16	3	円
TYPE 2	φ 60	30	D16	3	フラスコ

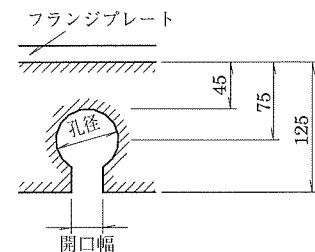


図 - 12 開口幅と孔径

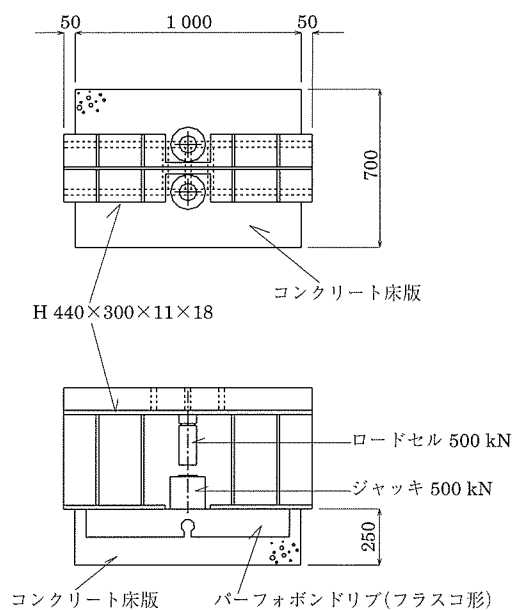


図 - 13 引抜き試験体および実験概要

は一般的な PC 箱桁橋の床版厚を想定してコンクリートの厚さを 250 mm, PBL のリブ高さ h , 板厚 t および孔の位置は, 図 - 12 に示すように, $h = 125$ mm, $t = 16$ mm, 孔の中心位置はフランジプレート表面から 75 mm とした。また, H 型鋼 (440 × 300 × 11 × 18) に PBL を溶接し, 2 台の 500 kN ジャッキで引抜き力を作用させた。フランジプレートとコンクリートの付着が耐力に影響しないようにビニールを貼付し, 縁切りを行った。

4.3 試験結果および考察

本引抜き試験の各試験体の最大引抜き耐力の結果を表 - 6 に, 荷重 (引抜き力 P) と鉛直変位 (δ) の関係を図 - 14 にそれぞれ示す。図 - 14 に記載されている 1/10 × 終局せん断耐力のラインは, 前述したように EUROCODE 4 PART 1, 6.6 Shear Connection に記載されている規定である。

表 - 6 から最大引抜き力 P_{ave} (平均値) の値に関しては, 円形 PBL ($P_{ave} = 258.3$ kN) はフラスコ形 PBL ($P_{ave} = 198.4$ kN) の 1.3 倍程度の引抜き耐力があることが分かる。また, 本引抜き試験の結果で最も引抜き耐力が小さかった TYPE 2-3 : フラスコ形 PBL ($P_{min} = 170.7$ kN) においても,

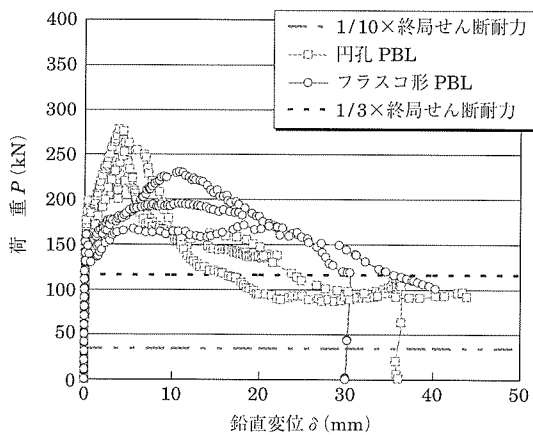


図 - 14 引抜き試験の P - δ 曲線

表 - 6 引抜き試験体の耐力

試験体種類	実験値 (kN)	平均値 (kN)	MAX値 (kN)	MIN値 (kN)
円形 PBL	TYPE 1-1	236.1	258.3	277.0
	TYPE 1-2	277.0		
	TYPE 1-3	261.9		
フラスコ形 PBL	TYPE 2-1	229.7	198.4	170.7
	TYPE 2-2	194.9		
	TYPE 2-3	170.7		

EUROCODE 4 PART 1, 6.6 Shear Connection の規定を十分に満足していることを確認した。また, 終局せん断耐力の 1/3 の荷重 (使用限界荷重相当値: 図 - 14) では, 円形 PBL およびフラスコ形 PBL とともにずれは発生しておらず, 使用時においても安全であることが確認できた。

5. 軽量コンクリート

波形ウェブ橋のさらなる軽量化を考えた場合, 高性能軽量骨材コンクリート (HLA コンクリート) と波形鋼板を組み合わせると, 主桁重量を 30 ~ 35 % 軽減⁸⁾ することができる。本試験では, HLA コンクリートを用いた PBL 接合の, 橋軸方向ずれせん断挙動の安全性を確認するために押抜き試験⁹⁾ を行った。

5.1 確認試験

試験体の種類を表 - 7 に示す。TYPE B-1 ~ TYPE B-8 は, ずれ止めは板厚 22 mm, 高さ 150 mm, 孔径 60 mm または 40 mm の PBL を片側あたり 2 枚配置した。また, 橋軸直角方向貫通鉄筋 D 16 を 1 本配置したものと, 配置しないものを用意し, 普通コンクリートと HLA コンクリートの比較も行った。TYPE B-1 ~ TYPE B-8 は, 上床版のみの接合方法を対象としたため, 打設方向は正打ちのみとした。表 - 8 に, 試験に用いた HLA コンクリートの物理特性を示す。

5.2 試験結果および考察

表 - 9 に各試験体のせん断耐力値を示す。表中の耐力値は, 各試験体の左右の合計値を示す。ただし, TYPE B-3, TYPE B-4 および TYPE B-8 は, 載荷装置の性能上, 途中で載荷を中止した。

各試験体とも, 実験値が設計耐力を下回ることはなく,

表 - 7 試験体の種類

供試体	ずれ止めの種類		仕様		コンクリート	打設方向
			貫通孔径	貫通鉄筋		
TYPE A-1	PBL	1 枚	φ 40	D16	軽量コン	下
TYPE A-2	PBL	1 枚	φ 40	D16	軽量コン	下
TYPE A-3	PBL	1 枚	φ 60	D16	軽量コン	下
TYPE A-4	PBL	1 枚	φ 60	D16	軽量コン	下
TYPE B-1	PBL	2 枚	φ 40	—	軽量コン	上
TYPE B-2	PBL	2 枚	φ 40	D16	軽量コン	上
TYPE B-3	PBL	2 枚	φ 60	—	軽量コン	上
TYPE B-4	PBL	2 枚	φ 60	D16	軽量コン	上
TYPE B-5	PBL	2 枚	φ 40	—	普通コン	上
TYPE B-6	PBL	2 枚	φ 40	D16	普通コン	上
TYPE B-7	PBL	2 枚	φ 60	—	普通コン	上
TYPE B-8	PBL	2 枚	φ 60	D16	普通コン	上

表 - 8 HLA コンクリートの物理特性

使用材料		種類	密度 (g/cm ³)	物性または成分
セメント	C	早強ポルトランドセメント	3.13	
細骨材	S	大井川産砂	2.62 (表乾密度)	吸水率 0.98 %
粗骨材	G	人工軽量骨材	1.18 (絶乾密度)	最大骨材粒径 15 mm
				24 時間吸水率 1.90 %
混和剤	SP	高性能 AE 減水剤		ポリカルボン酸系
	AE	AE 助剤		変性アルキルカルボン酸化合物

表 - 9 各試験体のせん断耐力値

供試体	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	実験値 ② (kN)	設計耐力				比率 ② / ①
				Q_c コンクリート ジベル (kN)	p 貫通 鉄筋比	ΔQ 拘束効果 (kN)	ΣQ ① (kN)	
TYPE A-1	59.5	25.5	1 041.4	392.3	0.079	149.2	541.5	1.923
TYPE A-2	59.5	25.5	1 077.3	392.3	0.079	149.2	541.5	1.989
TYPE A-3	59.5	25.5	1 161.9	689.9	0.035	67.6	757.5	1.534
TYPE A-4	59.5	25.5	1 219.4	689.9	0.035	67.6	757.5	1.610
TYPE B-1	58.2	23.9	792.2	767.4	0.000	0.0	767.4	1.032
TYPE B-2	58.2	23.9	1 361.2	767.4	0.079	292.0	1 059.4	1.285
TYPE B-3	66.7	26.0	1 378.9	1 546.8	0.000	0.0	1 546.8	中断
TYPE B-4	66.7	26.0	1 383.8	1 546.8	0.035	151.5	1 698.2	中断
TYPE B-5	46.5	30.7	972.5	613.1	0.000	0.0	613.1	1.586
TYPE B-6	46.5	30.7	1 368.7	613.1	0.079	233.3	846.4	1.617
TYPE B-7	54.5	32.1	1 383.1	1 263.8	0.000	0.0	1 263.8	1.094
TYPE B-8	54.5	32.1	1 432.4	1 263.8	0.035	123.8	1 387.6	中断

先に示した式 (3) および式 (4) により十分に評価できると考える。

図 - 15 に参考として、Twin-PBL 接合の P- δ 曲線を示す。この図から、相対ずれ量は最終耐力の 1/3 相当値では、ほとんど、ずれが生じていないことが分かる。また、TYPE B-1 は貫通鉄筋を配置しておらず、TYPE B-2 は D 16 の貫通鉄筋を配置しており、両者を比較すると貫通鉄筋の効果として耐力越えてからもじん性が確保されることが分かる。

以上より、パーフォボンドリブ接合は、HLA コンクリートに対しても十分適応可能であると考えられる。

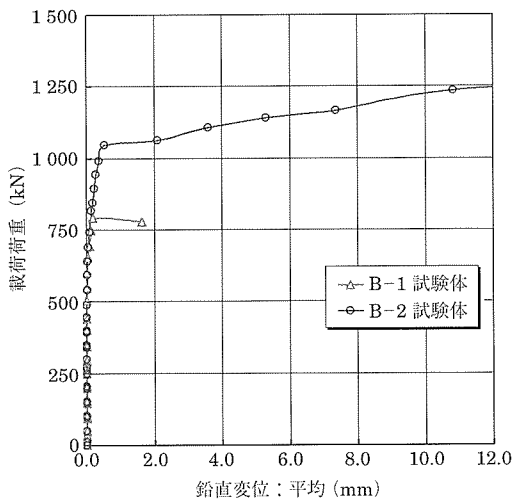


図 - 15 ツインパーフォボンドリブの P- δ 曲線

6. 面外曲げ挙動

6.1 橋軸直角方向首振り挙動

本試験¹⁰⁾では、Twin-PBL の輪荷重による床版の変形に伴う首振りモーメントに対する静的耐荷力および疲労耐久性⁸⁾の確認を行った。接合方法 (スタッドジベル接合、アングルジベル接合、埋込み接合) の違いによる安全性の比較を行うため、試験体の形状、載荷条件などは既存の首振り実験¹¹⁾と同一とし、接合部のみ Twin-PBL とした。また、

先に示した押抜き試験と同様に、各試験体に用いた Twin-PBL 接合のリブ高さ h ($= 125$ mm) とリブ間隔 b ($= 270$ mm) の関係は、 $b/h = 2.16$ で統一させることとした。静的・疲労実験の試験体形状および実験概要を図 - 16 に、接合部および波形鋼板の詳細図を図 - 17 に示す。

6.2 試験結果および考察

静的載荷試験結果として、載荷点直下の荷重と鉛直変位の関係を図 - 18 に示す。試験結果は、静的試験の終局時の破壊は Twin-PBL 接合部ではなく、波形鋼板とフランジプレートとの溶接部近傍の鋼板の降伏で試験が終了した。しかし、使用時レベルの荷重 (土木学会式で求めた PBL の終局耐力の 1/3 荷重) においては、Twin-PBL の PBL が引き抜かれる挙動に対し、コンクリートと PBL のずれは発生しておらず、Twin-PBL が首振りモーメントに対して十分安全性を確保していることが確認できた。

次に、疲労実験結果の一例として、図 - 19 に最大変位と載荷回数の関係を示す。疲労実験の最小荷重は、 $P_{min} = 18$

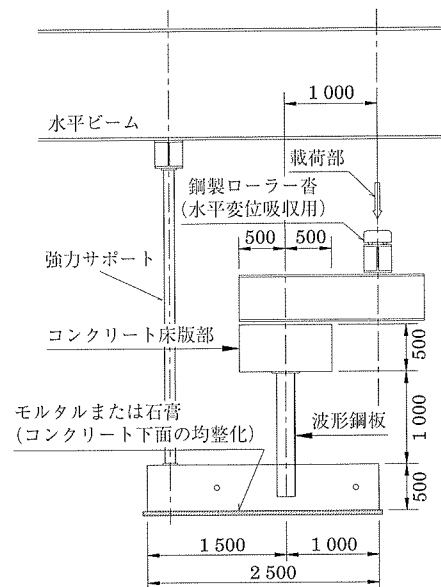


図 - 16 試験体形状および実験概要

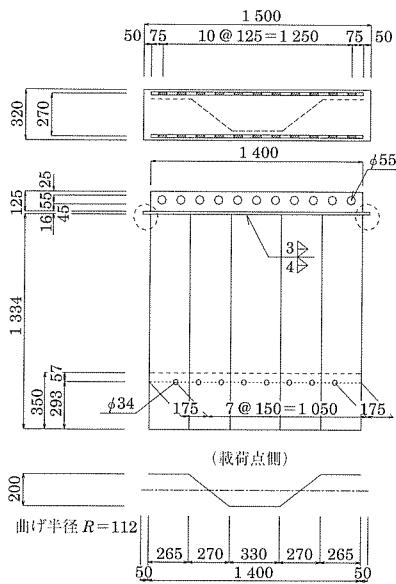


図 - 17 接合部および波形鋼板図

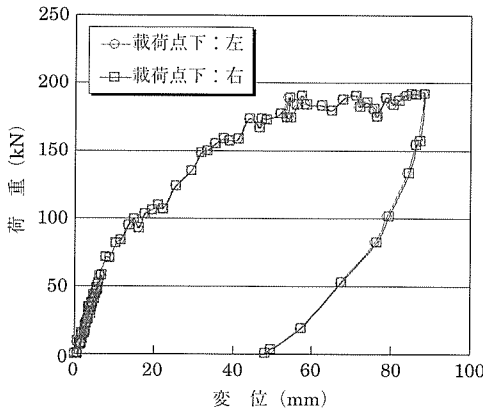


図 - 18 載荷点直下の荷重と鉛直変位の関係

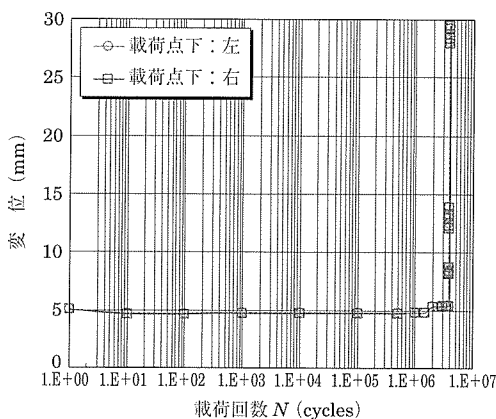


図 - 19 最大変位と載荷回数の関係

kN (一定) とし、最大荷重は載荷 385 万回まで $P_{max} = 52$ kN、載荷 386 万回まで $P_{max} = 78$ kN、載荷 386 万回まで $P_{max} = 104$ kN、それ以降は $P_{max} = 156$ kN で載荷を行い、最終的には波形鋼板ウェブとフランジの首溶接部の疲労亀裂

(載荷 300 万回で発生) の進展により、載荷回数 387 万回で破壊した。

本首振り疲労実験結果と既存の疲労実験結果 (アングルジベル接合試験体の破壊までの載荷回数は 320 万回) を比較すると、Twin-PBL は、アングルジベル接合と同等以上の疲労耐久性を有していることが確認できた。

7. おわりに

本報告では、波形鋼板とコンクリート床版の接合構造にパーフォボンドリブ接合を適応させた場合の種々の条件に対しての確認試験と結果、考察を述べた。

今後も、コスト縮減、省力化となる形式・構造を提案することは重要であると考えられる。複合橋梁の施工は、これからも増えてくると思われ、本報告が複合橋梁の設計・施工の一助となれば幸いである。

参考文献

- 1) Fritz Leonhardt, Wolfhart Andra, Hans-Peter Andra und Wolfgang Harre : Neues, vorteilhaftes Verbundmittel für Stahlverbund-Tragwerke mit hoher Dauerfestigkeit, BETON-UND STAHLBETONBAU, pp.325 ~ 331, 1987 年
- 2) 新谷英司, 蛭名貴之, 上平謙二, 柳下文夫: 波形鋼板とコンクリート床版の結合方法に関する実験的研究, 第 9 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 pp.91 ~ 96, 1999 年 10 月
- 3) 吉田政宏, 東田典雅, 中村元, 金子人之: 遊楽部川橋 (PBL ジベルを用いた波形鋼板ウェブ PC 橋) の設計・施工, 第 12 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 pp.433 ~ 436, 2003 年 10 月
- 4) 土木学会: 新形式の鋼・コンクリート複合橋梁調査研究小委員会 孔あき鋼板ジベル WG: 孔あき鋼板ジベル設計マニュアル (案), 2001 年 11 月
- 5) 武部行男, 忽那幸浩, 立神久雄, 蛭名貴之: 波形鋼板ウェブ PC 橋の外ケーブル定着を考慮した断面における接合方法のせん断耐力, プレストレストコンクリート技術協会, 第 12 回 PC シンポジウム論文集, pp.453 ~ 456, 2003 年 10 月
- 6) Eurocode 4 : FINAL DRAFT pr EN, 1994 年 1 月
- 7) 蛭名貴之, 忽那幸浩, 立神久雄, 園田恵一郎: 孔をフラスコ形状にしたパーフォボンドリブ接合の引抜き耐力に関する実験的研究, 日本コンクリート工学協会, コンクリート工学年次論文集, Vol.26, No.2, 2004 年 7 月
- 8) 田村聖, 立神久雄, 上平謙二, 石川雄康, 前堀伸平: 高性能軽量骨材コンクリートおよび波形鋼板を用いた PC 橋の試設計, 土木学会第 55 回年次学術講演会概要集, pp.670-671, 1999 年 10 月
- 9) 立神久雄, 蛭名貴之, 上平謙二, 柳下文夫: アングルジベルのせん断耐力に関する基礎的研究, 第 9 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, プレストレストコンクリート技術協会, pp.79 ~ 84, 1998 年 10 月
- 10) 蛭名貴之, 東田典雅, 中村元, 立神久雄, 園田恵一郎: ツインパーフォボンドリブ接合を有する波形鋼板ウェブの面外曲げ挙動に関する研究, 土木学会, 構造工学論文集, pp.1191 ~ 1202, Vol.50A, 2004 年 3 月
- 11) 鈴木永之, 紫桃孝一郎, 櫻田道博, 立神久雄: 波形鋼板ウェブ橋におけるコンクリート床版接合部の横方向性状, コンクリート工学論文集, Vol.15, No.1, 2004 年 1 月

【2007 年 1 月 15 日受付】