

報告 上床版コンクリートとプレテンションウェブ間のずれせん断耐力に関する実験的研究

雨宮 美子^{*1}・市岡 隆興^{*2}・三木 朋広^{*3}・二羽 淳一郎^{*4}

要旨：プレテンションウェブ橋では、ウェブと床版間に発生するずれせん断力に対して、ずれ止め筋およびコンクリートせん断キーにより耐力を確保する。本研究では、接合部の2面せん断試験を行い、スターラップに加え、ハンチ部の鉄筋をずれ止め筋として考慮した場合の耐力、ウェブの上面および側面にせん断キー設置した場合の耐力、コンクリートの付着力の効果等を検討した。その結果、ハンチ部の鉄筋はせん断耐力の向上や、側面せん断キーと同等の初期剛性向上効果があること、コンクリートの付着力によるずれせん断耐力は比較的大きいことを確認した。

キーワード：プレテンションウェブ、2面せん断試験、ずれ止め筋、せん断キー

1. はじめに

中新田高架橋（PC 上部工）北工事では、ウェブに、数々の研究が行われているプレテンション方式のプレキャストウェブ^{1), 2), 3)}を採用している。プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン（案）⁴⁾では、ウェブと床版間の接合部において、ずれ止め筋とウェブ上面および側面に設置したコンクリートせん断キーにより、せん断力を伝達するものとしている（図-1）。また、ウェブ側面にせん断キーを設置しない場合、設計計算上ウェブ側面はせん断抵抗断面として考慮していない。しかし、床版部に埋め込まれたウェブ部の側面には構造上、ハンチ部に鉄筋（ハンチ筋と呼ぶ）が貫通しており、せん断キーが設置されていない場合でも、ハンチ筋がずれ止め筋としてせん断力を伝達すると考えられる。側面せん断キーを設置するためには、製作時に浮き型枠が必要となり、作業が煩雑になる。ハンチ筋をずれ止め筋として考慮し、必要せん断耐力を確保できれば、側面せん断キーの施工の省略が可能となり、より合理的な接合方法を

提案できると考えられる。

本研究ではプレキャストウェブと上床版接合部の要素試験として2面せん断試験を実施した。2面せん断試験は、2シリーズに分けて行った。先行して実施した実験（A シリーズと呼ぶ）では、ずれ止め鉄筋比やせん断キーの寸法を実構造物と同等とし、中新田第2高架橋の設計時および終局時の水平せん断力最大値との比較を行った。A シリーズでは、ずれせん断破壊の前にウェブが破壊し、ずれせん断耐力の確認ができなかったケースが多かったため、追加実験（B シリーズと呼ぶ）を実施した。B シリーズでは、ウェブを鉄筋で補強し、ウェブの破壊が先行しないようにした。ずれせん断耐力を確認することにより、接合部のずれ止め筋およびせん断キー

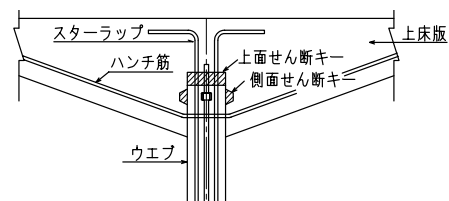


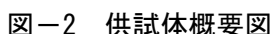
図-1 プレテンションウェブ接合部概念図

*1 (株) ピーエス三菱 技術本部土木技術第一部 (正会員)

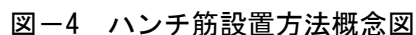
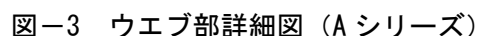
*2 中日本高速道路(株) 横浜支社厚木工事事務所

*3 東京工業大学 大学院理工学研究科土木工学専攻助手 博士(工学)(正会員)

*4 東京工業大学 大学院理工学研究科土木工学専攻教授 工博(正会員)



	No.	プレテンションウェブ接合方法
A シリーズ	1	スターラップ
	2	スターラップ+ハンチ筋（先挿入型）
	3	スターラップ+ハンチ筋（後挿入型）
	4	スターラップ+ハンチ筋（後挿入型）+上面せん断キー
	5	スターラップ+ハンチ筋（後挿入型）+（上面+側面）せん断キー
B シリーズ	6	付着のみ
	7	ハンチ筋（先挿入型）
	8	ハンチ筋（先挿入型）+側面せん断キー
	9	スターラップ+上面せん断キー



-506-

シリーズと同様の方法により、粗面仕上げとした。ハンチ筋の設置方法は先挿入型とした。

図-5 に示すウェブ部詳細図は、スターラップ、ハンチ筋、側面および上面せん断キーを全て示している。供試体 No.6 では、ウェブと床版の接合部にずれ止め筋およびせん断キーを設置せず、コンクリートの付着力のみによるずれせん断耐力を確認した。

A シリーズでは、せん断キーの縦方向の長さを 300mm としたが、B シリーズではずれせん断破壊を生じさせるように、200mm に縮小した。

2.2 供試体製作

供試体に用いたコンクリートの示方配合を表-2 に示す。ウェブ部分に使用するコンクリートは、設計基準強度 50N/mm^2 、床版部に使用するコンクリートは設計基準強度 36N/mm^2 とした。使用したセメントは、早強ポルトランドセメントである。供試体は、ウェブ部、続いて床版部の 2 段階に分けて製作した。ウェブ部コンクリートは材齢 2 週間、床版部コンクリートは材齢 1 週間で 2 面せん断実験を実施した。ずれ止め筋となるスターラップおよびハンチ筋は実構造物を想定して、D13 SD345 を 250mm ピッチで配置した。

2.3 荷重方法

荷重方法および荷重状況を図-6 および写真-1 に示す。図-6 に示すように分配桁を用いて静的荷重を行った。支点はローラー支点とした。

2.4 計測方法

図-7 および写真-2 に計測機器設置状況を示す。図-7 に示すように A シリーズのウェブと床版のずれ変位は、ウェブに設置した変位計（図-7 に示す変位計 a）の測定値から、床版に設置した変位計（図-7 に示す変位計 b。ただし、供試体 No.2 および No.3 には、変位計 b-2 および b-4 を設置していない）の測定値の差として求めた。しかし、ウェブの変位と床版の変位の差から求めた値には、ウェブ部のせん断変形の影響や、それぞれの変位計設置位置の間にひび割れが発生した場合、ひび割れの影響も受けるこ

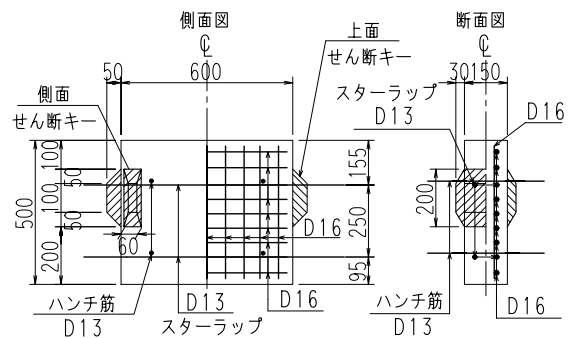


図-5 ウェブ部詳細図 (B シリーズ)

表-2 示方配合

使用箇所	W/C (%)	S/a (%)	単位量(kg/m ³)				
			W	C	S	G	混和剤
ウェブ部	35.9	40	157	438	686	1039	4.73
床版部	42.7	44.5	157	368	785	994	3.98

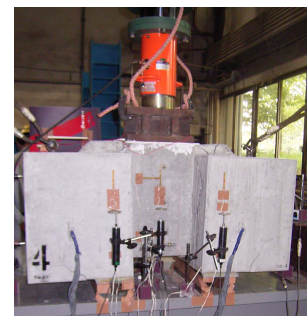
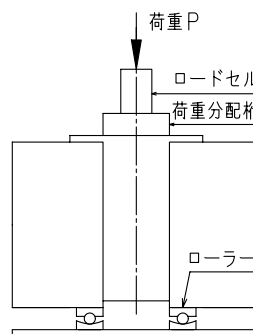


図-6 荷重方法 写真-1 荷重状況

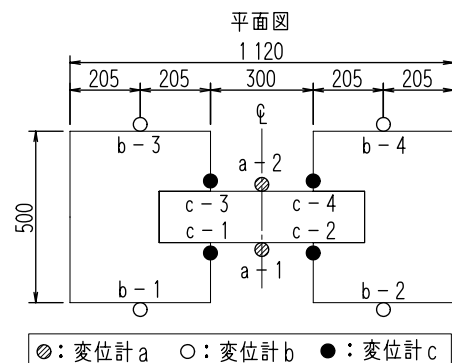


図-7 変位計設置位置

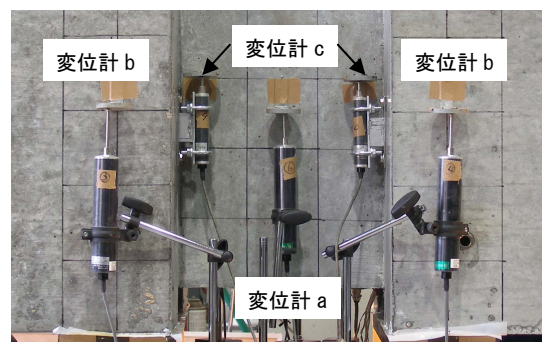


写真-2 変位計設置状況 (供試体側面)

表－3 実験結果

No.	圧縮強度 (N/mm ²)		実験値 a (kN)	計算値 b (kN)	a/b	破壊箇所
	ウェブ部	床版部				
1	58.3	49.0	1021	610	1.67	接合部
2	58.6	44.1	1282	1400	0.92	ウェブ
3	58.0	40.5	1375	1345	1.02	ウェブ
4	55.7	44.3	1248	1904	0.66	ウェブ
5	62.1	48.8	1408	2475	0.57	ウェブ
6	54.3	42.2	883	0	—	接合部
7	54.3	42.2	1141	782	1.46	接合部
8	58.1	44.8	1289	1022	1.26	接合部
9	54.9	43.1	969	855	1.13	床版部

とが考えられたため、B シリーズでは、変位計 c を追加し、ウェブと床版のずれ変位を直接測定することとした。

3. ずれせん断耐力の算出

設計せん断耐力は式(1)より算出した。式(1)は、コンクリート標準示方書⁵⁾に準じたものである。

$$V_{cw} = \{(\tau_c + p \cdot \tau_s) \cdot A_c + V_k\} / \gamma_b \quad (1)$$

ここに、 V_{cw} ：接合部における単位長さあたりの設計せん断伝達耐力 (N/m)

$$\tau_s = 0.08 f_y / \alpha, \quad \tau_c = \mu \sqrt{f'_{ck}} \sqrt{\alpha \cdot p \cdot f_y}$$

$$\alpha = 0.75 \{1 - 10p\} \text{ ただし, } 0.08\sqrt{3} < \alpha < 0.75$$

f'_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

f_y ：鉄筋の設計引張降伏強度 (N/mm²)

p ：接合面におけるずれ止め鉄筋比、 A_c ：単位長さ当りのせん断面の面積 (mm²/mm)

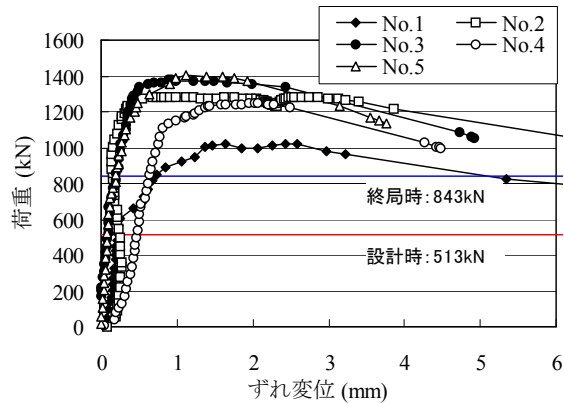
μ ：固体接触の平均摩擦係数で 0.45、 V_k ：せん断キーによるせん断耐力 (N/m)、ここでは $\gamma_b = 1.0$ とした。

4. 実験結果

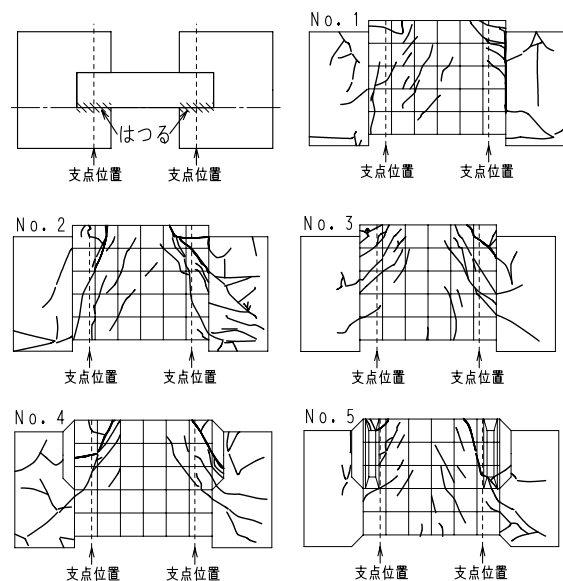
4.1 A シリーズ実験結果

表－3 および図－8 に A シリーズの実験結果および荷重－ウェブと床版のずれ変位関係（以降、荷重－ずれ変位関係とする）を示す。

実験より得られた最大荷重は、全ての供試体において中新田第 2 高架橋の設計時および終局時の水平せん断力最大値（設計時：513kN、終局時：843kN）以上であることが確認できた。実験値と式(1)より算出した計算値を比較すると、接



図－8 荷重－ずれ変位関係 (A シリーズ)



図－9 供試体ひび割れ図 (A シリーズ)

合部にスターラップのみ配置された供試体 No.1 では、最大荷重は計算値の 1.67 倍、供試体 No.2 および供試体 No.3 では実験値は計算値とほぼ同等の結果となったものの、供試体 No.4 および No.5 では実験値は計算値の 6 割程度しかなく、せん断キーの効果が確認できなかった。破壊状況を確認した結果、供試体 No.1 以外の各供試体は、ウェブ自体がせん断破壊していることがわかった。したがって、実験より得られた最大荷重は、若干のばらつきはあるものの、ウェブのせん断耐力により決定されたものと推測される。

ハンチ筋の設置方法が異なる供試体 No.2 と No.3 では、ずれせん断耐力の確認には至らなかったが、荷重－ずれ変位の挙動に大きな相違は見られない。後挿入型でも先挿入型と同等の性

能を有するものと考えられる。

スターラップのみで接合した供試体 No.1 の最大荷重は、1021kN であるのに対し、ハンチ筋を配置した供試体 No.2 および No.3 では最大荷重は 1282kN および 1375kN に向上している。側面せん断キーを配置しない場合でも、ハンチ筋を配置することによりずれせん断耐力が向上することが確認できた。

4.2 A シリーズ破壊形態

A シリーズの供試体 No.1～No.5 において、床版部をはつり、ウェブの破壊状況を観察した。

ひび割れ図を図-9 に示す。図-9 に示すように、ウェブはディープビームのせん断破壊の形態に近い状態で破壊していることが確認された。ディープビームのせん断耐力は、コンクリート標準示方書⁵⁾に準じ、式(2)により算出される。

$$V_{ydd} = V_{cdd} + V_{sdd} \quad (2)$$

ここに、 $V_{cdd} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b$

$$f_{cd} = 0.19 \sqrt{f'_c}, \quad \beta_d = \sqrt[4]{l/d}, \quad \beta_p = \sqrt[3]{100 p_w}$$

ただし、 $\beta_d, \beta_p \leq 1.5$

$$\beta_a = 5 / \{1 + (\alpha_v / d)^2\}$$

α_v : 荷重作用点から支承前面までの距離、 d : 荷重作用点における有効高さ、 p_w : 軸方向引張鉄筋断面積の腹部断面積に対する比率、 f'_c : コンクリートの設計圧縮強度 (N/mm²)、 b_w : 腹部の幅、ここでは $\gamma_b = 1.0$ とした。

$$V_{sdd} = \phi \cdot V_{sd}$$

$$\phi = 0.17 + 0.3(\alpha_v / d) + 0.33 / p_{wb} < 1.0$$

V_{sd} : せん断耐力寄与分、 p_{wb} : せん断補強鉄筋比 (%)

供試体 No.2～No.5 のウェブをディープビームと見なした場合のせん断耐力は約 670kN となり、実験結果から得られた最大荷重の 1/2 に相当するせん断耐力約 650kN とほぼ同等である。通常、せん断ひび割れは載荷点と支点を結ぶライン上に発生するが、本実験の供試体のウェブは、載荷点と支点より外側に伸びていることを確認した。

4.3 B シリーズ実験結果

表-3 および図-10 に B シリーズの実験結果

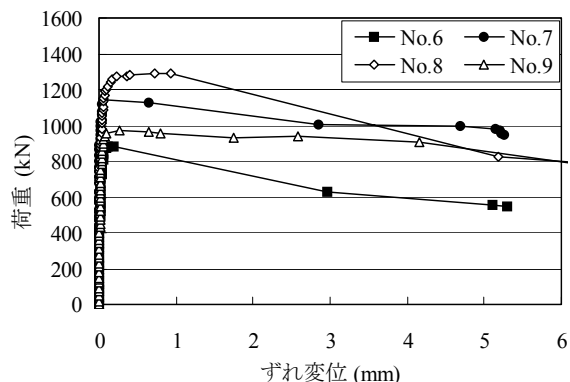


図-10 荷重-ずれ変位関係 (B シリーズ)

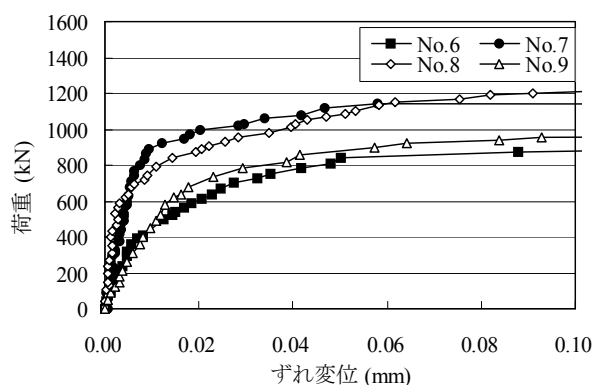


図-11 荷重-ずれ変位関係 (B シリーズ)
(ずれ変位 0.1mm までを拡大)

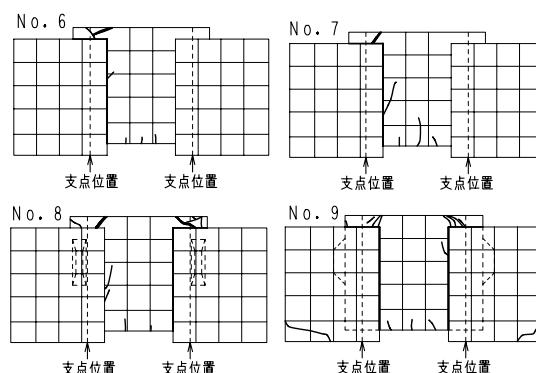


図-12 供試体ひび割れ図 (B シリーズ)

および荷重-ずれ変位関係を示す。このとき、ずれ変位は図-7 中の変位計 c で測定したものである。

コンクリートの付着のみの供試体 No.6 の最大荷重は 883kN となり、供試体 No.7～No.9 の実験結果の約 7 割～9 割程度の値を示した。式(1)から No.6 のずれせん断耐力は 0kN と算出される。しかし、今回行った実験結果によれば、これを定量化できないものの、比較的大きなずれせん断耐力となることがわかった。

ハンチ筋を配した供試体 No.7 とハンチ筋およ

び側面せん断キーを配した供試体 No.8 を比較すると、No.8 供試体は No.7 供試体より最大荷重が 150kN 程度向上している。これは側面せん断キーによるものと考えられる。

図-11 にずれ変位 0.1mm までの荷重-ずれ変位関係を示す。図-11 に示したように No.8 と No.7 では、初期剛性が同程度であった。ハンチ筋のみでも側面せん断キーを設置した場合と同等の初期剛性向上効果があることがわかった。

また、最大荷重到達後は、供試体 No.7 および供試体 No.8 とともにずれ変位が 1mm 程度となったとき、荷重が低下する傾向がみられた。

スターラップおよび上面せん断キーを配置した供試体 No.9 は、最大荷重に到達後、ずれ変位が 4mm 程度となるまで荷重の減少は小さく、ほぼ一定の状態を保っている。一方、図-11 に示すとおり載荷初期の段階では、コンクリートの付着のみの供試体 No.6 の剛性と同程度となっている。供試体 No.9 は、上面せん断キーを配置しているため、供試体 No.1 と比較し、せん断耐力は向上するはずであるが、実験では、供試体 No.9 は供試体 No.1 のせん断耐力の約 9 割しかなかった。これは、供試体 No.9 は、ずれせん断破壊でなく、床版部の破壊が先行したためと考えられる。

4.4 B シリーズ破壊形態

図-12 に B シリーズの破壊状況を示す。ウェブ部と床版部の境界にずれによるひび割れが観察された。ウェブに生じたひび割れは少なく、ウェブの損傷は少ない。今後、A シリーズと同様に床版部をはつり、ウェブの埋込まれた部分の観察を行う予定である。

5. まとめ

本実験より以下の結果が得られた。

- (1)A シリーズの供試体により、中新田第 2 高架橋の設計時および終局時の水平せん断力最大値以上のずれせん断耐力を確認できた。
- (2)ハンチ筋の設置方法の先挿入型と後挿入型では、荷重-ずれ変位の挙動に大きな相違は見ら

れず、後挿入型でも先挿入型と同等の性能を有するものと考えられる。

(3)コンクリートの付着力によるずれせん断耐力は比較的大きいことがわかった。

(4)ハンチ筋は、ずれせん断耐力の向上に効果があり、特に最大荷重到達前では側面せん断キーを配置した場合と同等の初期剛性保持効果があった。

以上の結果と作業性を勘案し、中新田高架橋（PC 上部工）北工事では、ウェブの接合部構造として、スターラップ、ハンチ筋（後挿入型）、上面せん断キーを配置した構造（供試体 No.4 と同様の形式）とすることを検討中である。

参考文献

- 1) 川口哲生, 二羽淳一郎, 喜多俊介, 村田裕志: コンクリート部材の一体化に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.715-719, 2002.6
- 2) 喜多俊介, 三木朋広, 松尾真紀, 二羽淳一郎: 形状の異なる打継ぎ面を有する鉄筋コンクリート部材の非線形解析, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.709-714, 2002.6
- 3) 三宅淳一郎, 林 和彦, 椿 龍哉, 池田尚治: プレキャストウェブを有する PC 桁のウェブとフランジの一体性について, 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, Vol.12, No.1, pp.553-556, 2003.10
- 4) プレストレストコンクリート技術協会: プレテンションウェブ橋設計施工ガイドライン (案), 2004.11
- 5) 土木学会: 2002 年制定コンクリート標準示方書 [構造性能照査編], 2002.3