

# プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会報告（その 1） — 接合部構造に関する 2 面せん断実験 —

プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会技術分科会（\*）

## 1. はじめに

(注) PC 技術協会プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会（委員長 横浜国立大学 池田尚治名誉教授）では、PC 箱桁橋のウェブにプレテンション方式によるプレキャスト部材を使用して PC 橋の合理化を図るため、「プレテンションウェブ橋梁 設計・施工ガイドライン（案）」のとりまとめを目的として、技術的課題に関する研究活動を行っている。

本報告は、委員会研究活動の一環として技術分科会（主査 東京工業大学 二羽淳一郎教授）が実施した性能評価実験の結果について述べるものであり、その 1 では東京工業大学で実施したウェブと上下フランジとの接合部構造に関する 2 面せん断実験を、その 2 では横浜国立大学で実施したプレテンションウェブ PC 桁実験およびプレテンション鋼材の伝達長実験の結果について報告するものである。

## 2. プレテンションウェブ橋の概要

プレテンションウェブ橋梁（以下プレウェブ橋と称す）は、図 - 1 に示すように現場打ち施工される PC 箱桁橋のウェブをプレテンション工場または架設現場近くのプレテンション設備を有するヤードで製作されるプレテンション方式の PC ウェブに置き換えた合成げた橋であり、海外においては類似の構造物として、マルヌ橋、プロトヌ橋などの施工実績がある。高強度コンクリートを使用したプレテンション部材をウェブに用いることで、高いせん断抵抗性が確保されるためウェブ厚を減じることが可能となり、主桁自重の軽減が図られるので、上部構造だけではなく下部構造の規模縮小にもつながり、橋梁建設の低コスト化が可能となる。

また、ウェブにプレキャスト部材を使用することでウェブの高品質化が図られるとともに、ウェブ施工のための型枠作業、コンクリート打設作業などが省略され、大幅な現場施工の省力化が可能となるなど、プレテンションウェブ

橋梁は施工性・構造的等の面で優れた特性を有しており、橋梁の合理化をめざした新たな構造形式として注目されている。

このように、プレウェブ橋梁はコンクリート橋の建設コストの低減と高耐久化における有効な手段として、国内での早期の実現が望まれるところであるが、現在プレウェブ橋に関する規準類は整備されておらず、また実験、研究等も実施されていない状況である。とくにプレキャストウェブと現場打ち施工される上下フランジとの接合部構造については、プレウェブ橋梁の特徴を生かすことのできる、安全で合理的な構造の開発を行うことが重要である。

技術分科会では、接合部構造の提案に際して道路橋示方書・同解説（平成 8 年）Ⅲコンクリート橋編「9.3 けたと床版の結合」に準じた試設計を実施した。その結果、結合面に発生する平均せん断応力度を許容せん断応力度以下に抑えるためにずれ止め鉄筋を配置する方法とした本規定による場合、一定の接合面幅と所要のずれ止め鉄筋を配置する必要があり、薄い（最小厚 150 mm 程度）プレテンションウェブでは、配置可能な鉄筋量（D19@100 mm）とするためには接合部を拡幅（幅 1 500 mm）した構造とする必要があるなど、不合理な構造となることが分かった。

そこで、プレテンションウェブ橋梁の設計・施工における合理的な接合部構造と、その定量的な設計方法の提案を目的として、東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻二羽研究室において 2 面せん断モデルによる実験を実施した。

なお、本試験結果については、すでにコンクリート工学年次大会 2002（つくば）にて発表済みである<sup>1)2)</sup>。

## 3. 実験概要

### 3.1 試験体概要

実験に際し、3 通りの接合方法について検討を行った。想定した接合方法は、鉛直方向の打継ぎ面を有するタイプ（以降、突合せタイプと呼称）、またそれに、機械的にせん

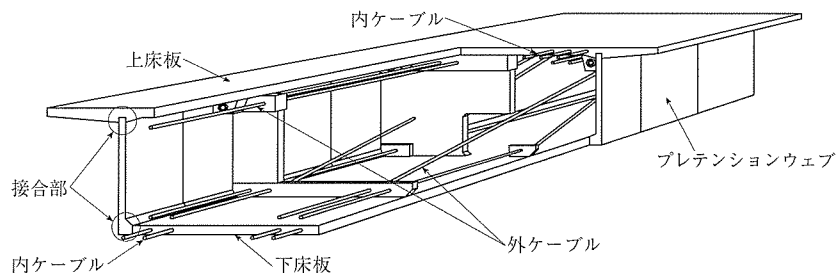


図 - 1 プレテンションウェブ橋梁の構造

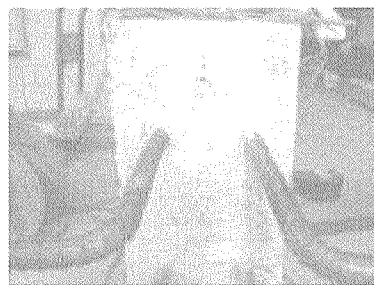
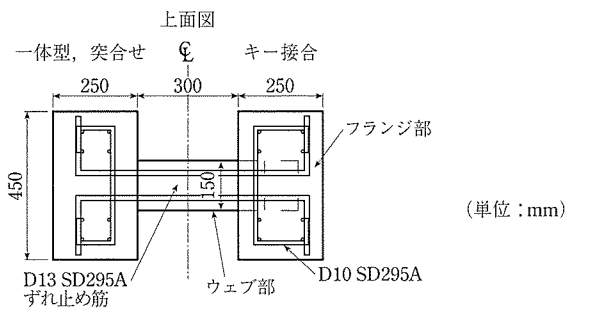


写真 - 1 目荒し状況 (突合せタイプウェブ部)

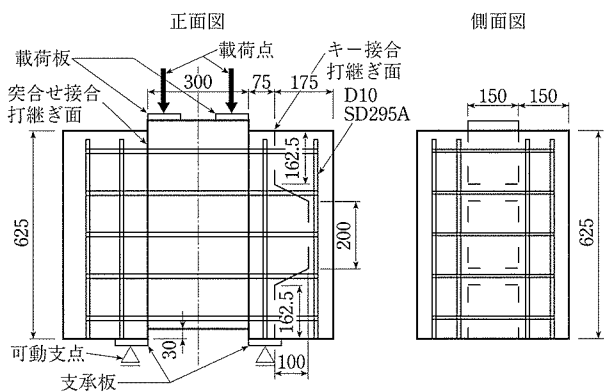


図 - 2 試験体形状

断耐力を向上させることを目的としてせん断キーを設け、機械的にせん断抵抗力を向上させたタイプ (以降、キー接合タイプと呼称)、ならびに、比較用に打継ぎ面を有しないタイプ (以降、一体型タイプと呼称) である。試験体は、図 - 2 に示すように2つの部分からなっている (以下、図 - 2 に示すようにウェブ部、フランジ部と呼称)。

一体型タイプでは、ウェブ部、フランジ部を同時に製作し、打継ぎ面を有さないものとした。次に、突合せタイプについては、ウェブ部、フランジ部を別に製作し、鉛直方向の打継ぎ面を有するタイプとした。キー接合タイプについては、突合せタイプの打継ぎ面にせん断キーを設け、機械的にせん断抵抗力を向上させることにした。またキーは実寸法を想定した。すべての試験体に対して、ずれ止め筋として、D13 SD295A ( $f_t=340$  MPa) を5段配置した。これは、道路橋示方書に示す最小の鉄筋径である<sup>3)</sup>。試験体がせん断破壊するように、フランジ部に D10 SD295A ( $f_t=340$  MPa) の組立て筋を配置し、十分な定着が得られるようにした。ウェブ部厚さを150 mmとし、ウェブ部のかぶりを50 mmとした。

### 3.2 試験体の作製

一体型タイプの試験体作製では、ウェブ部、フランジ部の打設を同時に行った。突合せタイプとキー接合タイプでは、まずウェブ部の打設を行い、1週間の気中養生後、フランジ部を打設した。ウェブ部の打設時において、型枠の

表 - 1 使用材料

名称	密度	特記事項
セメント	3.16	早強ポルトランドセメント
砂	2.59	千葉県子楢産 粗粒率 2.5
碎石	2.62	東京都青梅産 粗粒率 7.0
高性能 AE 減水剤	1.10	ポリカルボン酸系
凝結遅延剤	1.28	

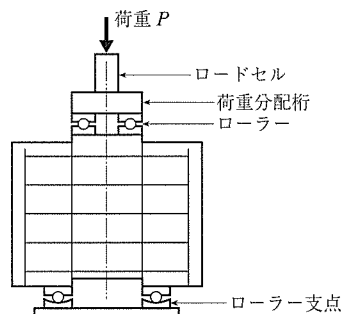


図 - 3 荷重概要図

側面に、凝結遅延剤を塗布した紙を貼り付け、脱型後ワイヤーブラシを用いて目荒しした<sup>4)</sup> (写真 - 1)。またフランジ部のコンクリートは流動性を高め、締固めを十分に行った。そして、接合面に空隙が生じないようにし、耐荷力への影響を抑制した。

試験体製作に用いた使用材料を表 - 1 に示す。また示方配合を、表 - 2 に示す。使用したセメントは全ケースとも早強ポルトランドセメントで、養生条件はウェブ部は2週間、フランジ部は1週間の気中養生とした。試験体の目標設計基準強度は30 MPaとした。最大骨材寸法は13 mmとし、高性能 AE 減水剤を用いて、スランプの調整を行った。ウェブ製作時には、目標スランプを  $8 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$  とし、フランジ部では、目標スランプを  $14 \text{ cm} \pm 2 \text{ cm}$  とし、流動性を高めた。

### 3.3 荷重方法

図 - 3 に荷重状況の概要図を示す。図 - 3 に示すように、荷重分配桁を用い静的単調に荷重した (写真 - 2)。また、支点にはローラー支点を用いた。ロードセルの容量は2000

表 - 2 示方配合

試験体名	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
			W	C	S	G	高性能 AE 減水剤
一体型	58	51	218	327	963	899	0
突合せ・キー接合	50	51	170	340	957	919	1

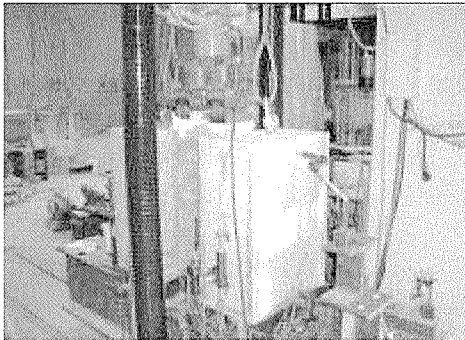


写真 - 2 荷重状況

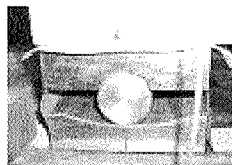


写真 - 3 ローラー支点

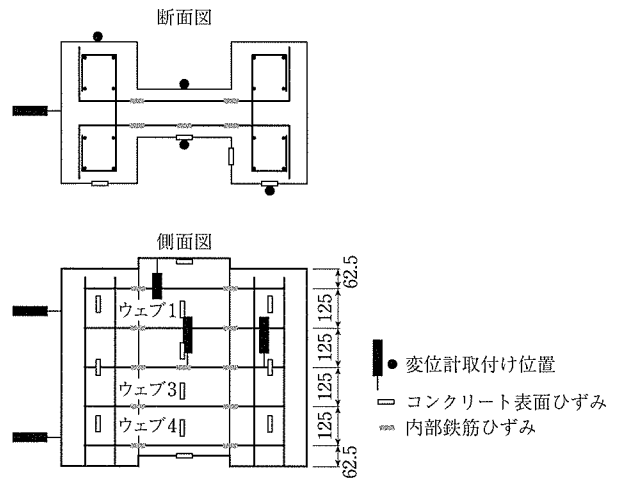


図 - 4 計測機器設置状況

表 - 3 実験結果一覧

試験体名称	部材名	圧縮強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	破壊エネルギー (N/m)	最大荷重 (kN)
一体型タイプ		30.1	3.19	132.5	1 618.0
突合せ接合タイプ	ウェブ部	33.8	2.49	135.2	602.9
	フランジ部	29.7	2.25	109.7	
キー接合タイプ	ウェブ部	33.7	2.39	140.2	1 659.4
	フランジ部	32.6	2.37	132.6	

kNである。写真 - 3 にローラー支点の写真を示す。また、支圧板と試験体との間にテフロンシートを挿入し、試験体が摩擦により、拘束されることを防止した。荷重には、2 000 kN 万能試験機を用いた。

### 3.4 計測方法と計測項目

図 - 4 に計測機器設置状況を示す。変位は、フランジ底部から 312.5 mm (中央部) の点の鉛直変位を図 - 4 のように 4 点について計測した。また、水平方向の変位を図 - 4 のように計測した。また、ずれ止め筋に発生するひずみに関しては、図 - 4 のように、接合面に位置する箇所にはひずみゲージを貼り付けた。コンクリート表面には、ウェブ部に 4 段、フランジ部に 3 段にわたり、ひずみゲージを貼り付け、コンクリートに発生するひずみを測定した。

## 4. 試験結果と考察

### 4.1 最大荷重と破壊形式

表 - 3 に、試験結果を示す。なお、日本コンクリート工学会のコンクリートの破壊特性の標準試験法 (案)<sup>5)</sup> に基づき、破壊エネルギーを測定している。図 - 5 に、終局状態におけるひび割れ性状を示す。最大荷重は、一体型で 1 618 kN、突合せ型で 603 kN、キー接合型で 1 659 kN で破壊した。一体型の試験体の破壊性状は、まずウェブ部に曲げひび割れが発生し、その後斜めひび割れが発生した。その後、終局時にはウェブ部の荷重点付近のコンクリートが圧壊し、急激に耐荷力を失った。

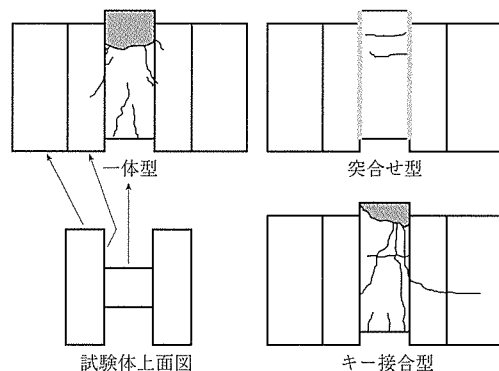


図 - 5 終局時ひび割れ図 (展開図)

次に突合せタイプでは、ウェブ部-フランジ部間の接合面に大きなひび割れが入り、ウェブ部の一部に若干の水平方向のひび割れが見られた。その後、荷重はほとんど増加しないまま変形のみが増加していき、終局に至った。キー接合タイプでは、一体型タイプと同様に、まず曲げひび割れが発生し、その後、斜めひび割れが発生した。その後、終局時にはウェブ部の荷重点付近のコンクリートが圧壊し耐荷力を失った。

### 4.2 荷重とずれ関係

図 - 6 に荷重と中央部ずれの関係を示す。最大荷重は、一体型とキー接合ではほぼ同等であった。また、300 kN 程度までは、剛性は 3 つのケース共に同等であるが、それ以降はキー接合タイプは一体型タイプに比べて若干低下して

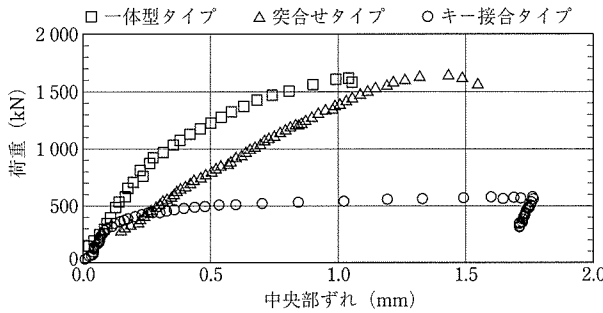


図-6 荷重—中央部のずれ関係

いた。さらに、終局時の中央部ずれは、一体型タイプが一番小さく、ついでキー接合タイプ、突合せ型タイプの順に大きくなっていることが確認された。

4.3 試験体のひずみ発生状況

図-7～図-9に、各ケースの鉄筋のひずみ分布を示す(図中の高さは、フランジ部底面よりの高さ)。これより、一体型、キー接合タイプの試験体において、ずれ止め筋の一部が降伏していることが分かる( $\epsilon_y = 1560\mu$ )。しかし、

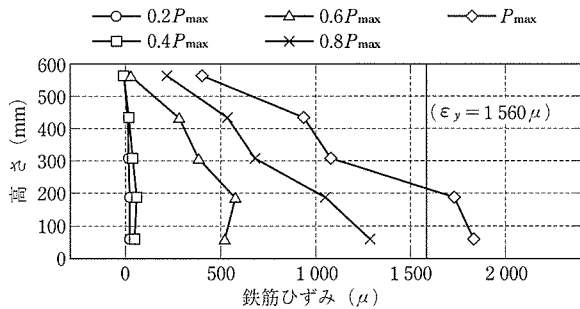


図-7 鉄筋ひずみ分布(一体型タイプ)

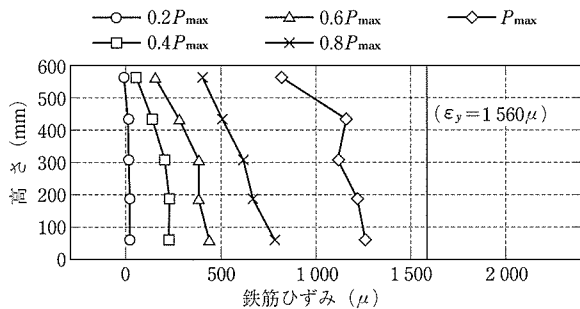


図-8 鉄筋ひずみ分布(突合せタイプ)

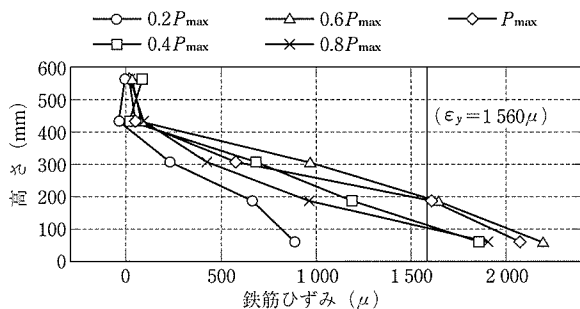


図-9 鉄筋ひずみ分布(キー接合タイプ)

突合せタイプでは、ずれ止め筋は降伏していないことがわかる。また、初期の荷重レベル(0.2  $P_{max}$ )では、3ケースともずれ止め筋の上段部では、圧縮を受けていることがわかる。また、キー接合では、上から3～5段目のずれ止め筋が大きく変形していることが分かる。これより、せん断キーより下側で大きく変形していることが考えられる。また、一体型タイプ、キー接合タイプでは、ずれ止め筋が降伏していることより、ずれ止め筋がずれに対して十分に抵抗していることが考えられる。

次に、荷重とコンクリート鉛直方向の表面ひずみ(ウェブ部)の関係を図-10～図-12に示す。これより、一体型とキー接合タイプでは、ウェブは相対的に上部の方が大きく変形していることがわかる。また、一体型とキー接合タイプに比べて、突合せタイプでは、最大荷重時に発生しているひずみの値が小さいことが分かる。以上より、突合せタイプでは、接合面でのせん断力の伝達が不十分で十分に一体化しておらず、ウェブ部—フランジ部の接合面で局所的に両者がずれて破壊していると考えられる。

次に1例として、図-13にキー接合タイプの荷重—水平変位関係を示す。これより、試験体は、水平方向にスライ

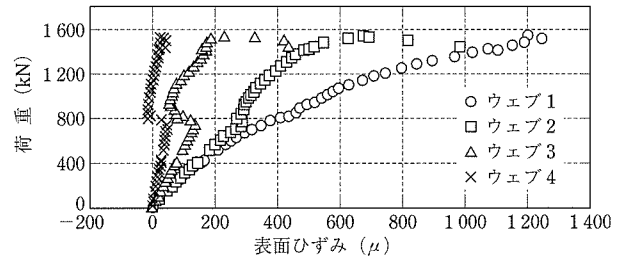


図-10 荷重—コンクリート表面鉛直ひずみ(一体型タイプ)

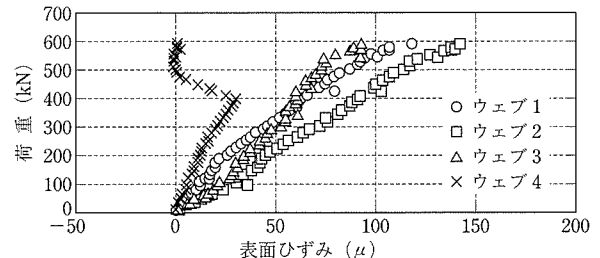


図-11 荷重—コンクリート表面鉛直方向ひずみ関係(突合せタイプ)

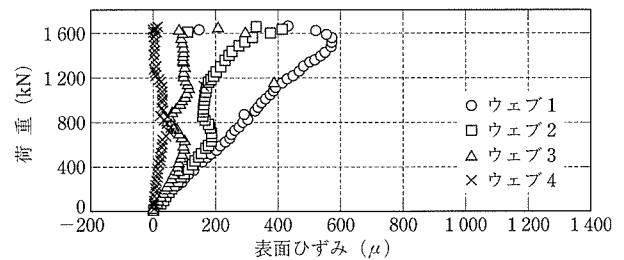


図-12 荷重—コンクリート表面鉛直方向ひずみ関係(キー接合タイプ)

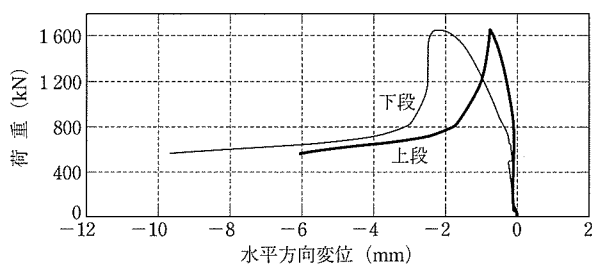


図 - 13 荷重—水平方向変位関係（キー接合タイプ）

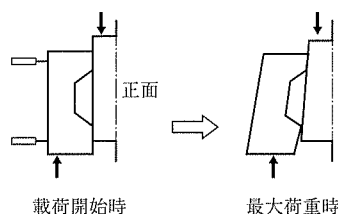


図 - 14 試験体変形概要図（一体型タイプ）

ドしており、支点による拘束は除去されていると考えられる。さらに試験体は、図 - 14 のように変形していることが分かる。また、一体型タイプと、突合せタイプにも同様の傾向が見られた。

## 5. 解析モデル

### 5.1 非線形有限要素解析

本研究では、3次元有限要素解析プログラム DIANA を用い、3次元及び2次元の非線形 FEM 解析を行った。キー接合タイプにおいては、接合が3次的になるため3次元解析のみを行った。解析モデルは対称性を考慮し、2次元解析では1/2モデル、3次元解析では1/4モデルで行った。コンクリート要素として2次元解析では、8節点アイソパラメトリック四辺形要素、3次元では20節点アイソパラメトリック直方体要素を用い、鉄筋には2節点埋込み鉄筋要素を用いた。RC部材同士の接合面には界面要素<sup>6)</sup>を用い、局所的に弱い領域を設けた。

### 5.2 材料モデル

#### (1) RC部材間の界面要素の構成則

界面要素は厚さ5mmのばね状のモデルとし、引張とせん断にのみに抵抗し、圧縮は伝達するとした(図 - 15)。構成則は応力—変位関係で表される(式(1))。

$$\begin{Bmatrix} \sigma_n \\ \sigma_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} D_n & 0 \\ 0 & D_t \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u_n \\ \Delta u_t \end{Bmatrix} \quad (1)$$

ここで、 $\sigma_n$ ：引張応力 (N/mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_t$ ：せん断応力 (N/mm<sup>2</sup>)、 $D_n$ ：引張剛性 (N/mm<sup>3</sup>)、 $D_t$ ：せん断剛性 (N/mm<sup>3</sup>)、 $\Delta u_n$ ：引張変位 (mm)、 $\Delta u_t$ ：せん断変位 (mm) である。目荒しを行った打継ぎ面の引張強度は、部材コンクリート強度の0.7倍程度であるとされている<sup>7)</sup>。今回の実験では、突合せ接合タイプにおいては打継ぎ面の全体に目荒しを行い、キー接合においては供試体正面および、背面の打継ぎ面には処理を行わなかった。目荒しを行わなかつ

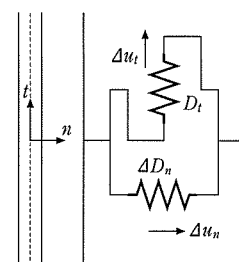


図 - 15 界面要素モデル

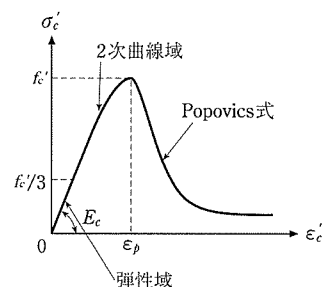


図 - 16 圧縮モデル

た打継ぎ面では強度を0.5倍として解析を行った。いずれの打継ぎ面も引張剛性は部材コンクリートと同等とし、せん断剛性は実験結果<sup>8)</sup>より算出した。

また、引張強度到達後は完全に応力伝達しないとした ( $\sigma_n = \sigma_t = 0$ )。

#### (2) コンクリートの圧縮応力下の構成則

圧縮力を受けるコンクリートは圧縮強度の1/3までは弾性体とし、その点からピークまでは2次曲線で結び、ポストピーク域にはPopovics式<sup>9)</sup>(式(2))を使用した(図 - 16)。ここで、 $f'_c$ ：圧縮強度 (N/mm<sup>2</sup>)、 $\epsilon_0$ ：ピークひずみ (=2000 $\mu$ )、 $n_c$ は式(3)で与えられる。

$$\sigma'_c = \left[ \frac{n_c \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)}{n_c - 1 + \left( \frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^{n_c}} \right] f'_c \quad (2)$$

$$n_c = 1 + 0.57 (f'_c/9.8) \quad (3)$$

#### (3) コンクリートの引張応力下の構成則

引張力を受けるコンクリートには1/4モデル(図 - 17)を用いた。ひび割れには分布ひび割れモデルを使用した。ここで、コンクリートの破壊エネルギー  $G_f$  は、100 N/mとした。

#### (4) コンクリートの2軸応力下の破壊基準

コンクリートの2軸応力状態を考慮するために、コンクリートの2軸破壊基準として圧縮側はDrucker-Pragerモデル、引張側にはRankineモデルを用いた(図 - 18)。

#### (5) 鉄筋

鉄筋には降伏強度に達するまで初期剛性  $E_s$  の弾性挙動をとり、それ以降は  $E_s$  の1/100の剛性で直線的に応力が増加するバイリニアモデル(図 - 19)を用いた。

#### (6) 載荷板、支承板

載荷板、支承板は線形弾性体とし、弾性係数は1000 GPa

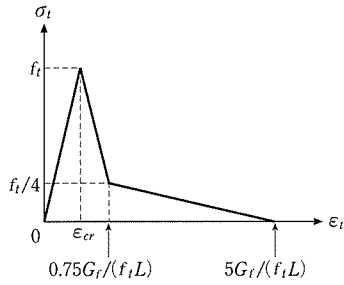


図 - 17 1/4 モデル

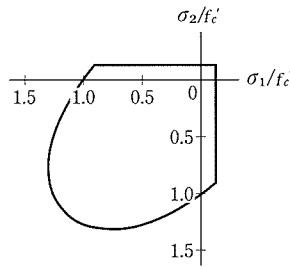


図 - 18 降伏曲面

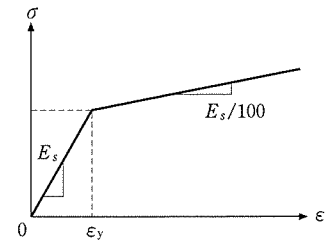
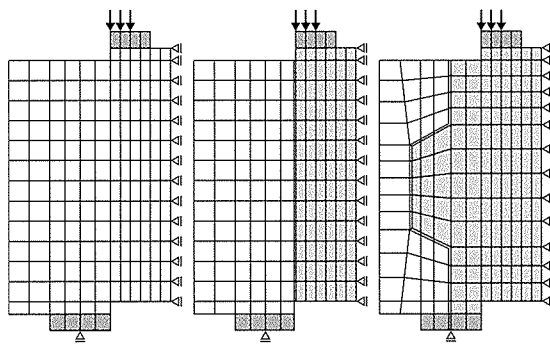


図 - 19 鉄筋モデル

とした。

## 6. 解析概要

図 - 20 に要素分割図を示す。3次元解析においてはフランジ部の奥行き方向に3層の要素を配置している。解析は変位制御で行った。求解法として constant stiffness 法を用い、収束判定は不釣り合い力エネルギーの総和と外力エネルギーの和の比が  $1.0 \times 10^{-4}$  以下で収束とした。解析に用いた諸物性を表 - 4~表 - 6 に示す。



先打ち部 載荷板・支承板

図 - 20 要素分割図

表 - 4 解析時のコンクリート材料特性

$f_c'$ (MPa)	$f_t$ (MPa)	$E_c$ (GPa)
30.0	3.0	25.0

表 - 5 解析時の鉄筋 (SD295A) の材料特性

$f_y$ (MPa)	$E_s$ (GPa)
295	200

表 - 6 解析時の打継ぎ面の材料特性

	$f_n$ (MPa)	$D_n$ (N/mm <sup>2</sup> )	$D_t$ (N/mm <sup>3</sup> )
目荒し	2.1	5 000	16.6
処理なし	1.5		

## 7. 解析結果

### 7.1 実験と解析の比較

図 - 21 に実験および解析により得られた荷重—載荷点変位曲線を示す。ここで、実験における載荷点変位は支点変位と載荷点変位との差によって定めた。実験において、一体型タイプとキー接合タイプでは耐力にほとんど違いが見られなかった。変形を比較するとキー接合タイプの方が大きいという結果が得られた。解析においては、一体型タイプとキー接合タイプにおいて、ほぼ同等の耐力が得られた。

しかし、共に実験に比べ最大荷重時の変形量が小さい結果となった。とくに、キー接合タイプにおいてはその変形

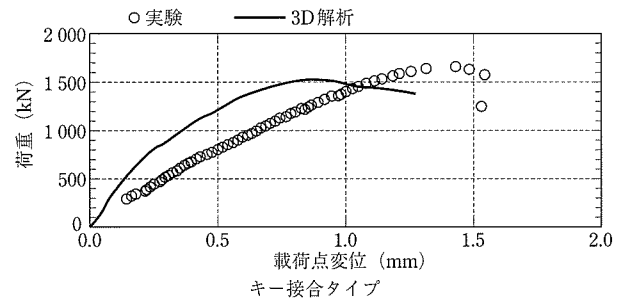
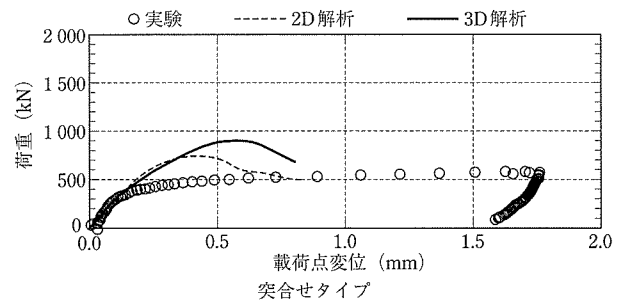
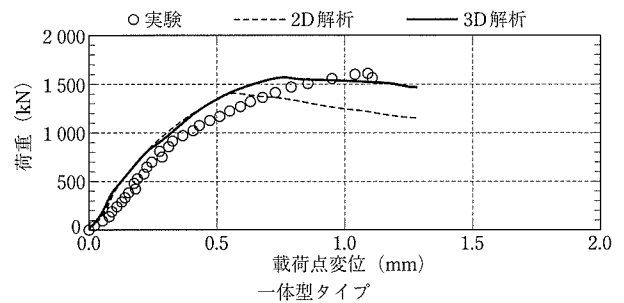


図 - 21 荷重—変位関係

量の差が大きく出ている。破壊形状としては、一体型タイプとキー接合タイプは、実験と同様に載荷点直下のコンクリートの圧壊によって終局状態を迎えている。突合せ接合タイプでは、ウェーブフランジ間に生じたずれにより変形のみが増大し終局にいたる結果となった。そのため、実験の荷重-変位曲線は500 kN程度で、ほぼ横ばいの傾向となった。解析においてはその傾向は見られず、鉄筋降伏と同時にピークを迎え、その後軟化するという結果となった。実験では終局状態において接合面以外のコンクリート部材が健全であったため、耐荷力は接合面の強度のみに依存すると考えられるが、解析においてはウェブ部分にもひび割れを生じていることから、接合面だけでなく、ウェブ部も耐荷機構に大きく影響したと考えられる。そのため、突合せ接合タイプにおいては解析と実験で挙動が大きく異なると考えられる。

実験において、一体型タイプでは初期段階に供試体中央下端より曲げひび割れが確認できた。その後、ウェブ中段より斜めひび割れが発生し、載荷点方向に進展した。終局状態においては、せん断ひび割れがフランジ側にも生じているのが確認できる。突合せ接合タイプの実験では、接合面に沿って大きなひび割れが生じ、曲げひび割れ、斜めひび割れは確認できなかった。

キー接合タイプは、一体型タイプと同様に、初期に曲げひび割れが生じ、その後斜めひび割れが生じる結果となった。一体型と異なる点として、一体型タイプは斜めひび割れがウェーブフランジ接合部のウェブ側全体にわたり発生しているのに対し、キー接合タイプでは比較的下方から発生したひび割れが大きく進展し、載荷点付近まで達するといった結果が得られた。

解析によって得られた最大荷重時のひび割れ図を図-22に示す。一体型タイプでは曲げひび割れがウェブ中央下端より発生し、接合部全体にわたり斜めひび割れが発生している。突合せ接合タイプにおいては、曲げひび割れは生じているものの、接合部付近にひび割れが集中して発生していることが分かる。キー接合タイプでは、一体型タイプと同様にウェブ中央部に曲げひび割れが発生し、ウェーブフランジ下端より大きな斜めひび割れが発生している。また、載荷点直下の隅角部においても大きなひび割れが生じ、キー形状に沿ってひび割れが生じていることが分かる。以上

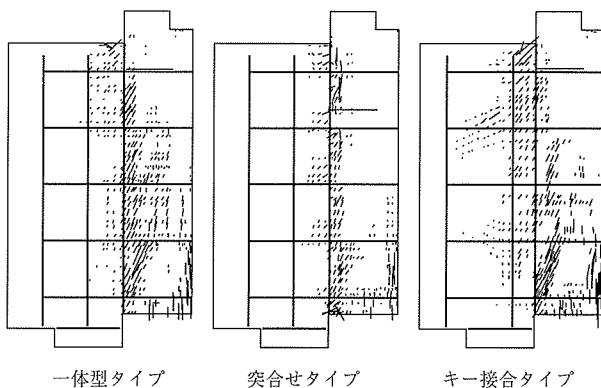


図-22 解析によるひび割れ図

のように、ひび割れ形状は実験に近い結果となったといえる。

図-23に解析から得られたウェーブフランジ間におけるずれ止め鉄筋ひずみ分布を示す(図中の高さはフランジ部底面よりの高さ、 $P_{max}$ は各ケースの最大荷重)。これによると、荷重レベルが低い状態では、下段の鉄筋ひずみが大きい傾向にあり、曲げが生じていることが分かる。突合せ接合タイプにおいては、最大荷重時において、上部の鉄筋ひずみも増大している。このことは、突合せ接合タイプのひび割れ図において接合面上部に大きなひび割れが生じていることと一致する。実験においては、ずれ止め筋が、最大荷重時で降伏まで達していなかった。解析においては下端のずれ止め筋が降伏に達している。このことから、せん断面におけるずれ止め筋の効果が実験と解析で異なり、そのことが耐力の違いに現れたと考えられる。荷重レベルが上がるにつれて一体型タイプにおいては、斜めひび割れがウェーブフランジ面の全体から発生していることにより、上部の鉄筋ひずみも増大する結果になった。

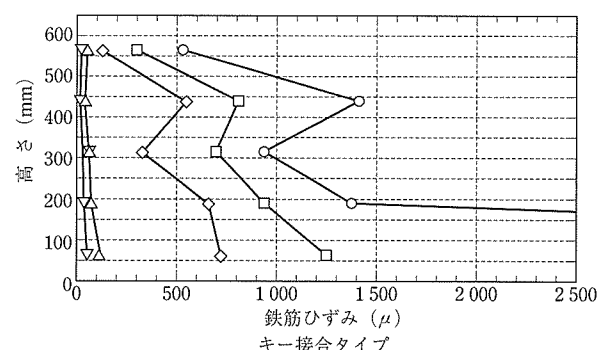
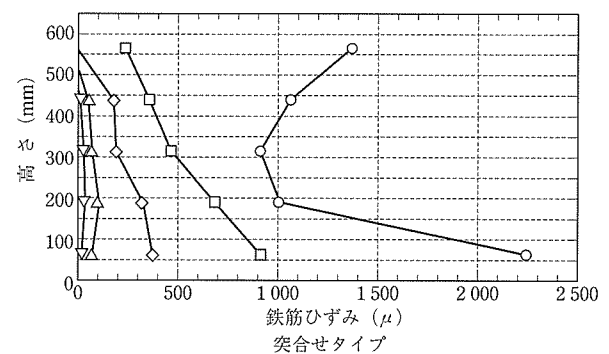
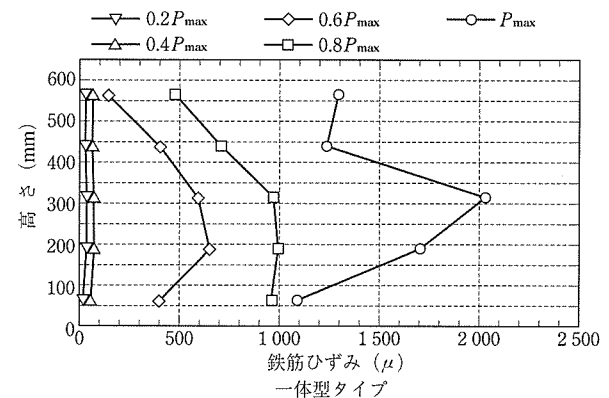


図-23 ずれ止め鉄筋ひずみ

### 7.2 主応力分布

図 - 24 に解析によって得られた最大荷重時の圧縮主応力分布を濃淡で示す。一体型タイプ、キー接合タイプにおいては、載荷点直下の隅角部に応力が集中しているのがわかる。その2つのタイプに関してウェブ側の応力分布は同じ傾向であるといえる。また、鉄筋上部においても応力集中が見られる。先ほど示したひび割れ図(図 - 22)においても、一体型タイプでは、フランジ全体に応力が分布することにより、ウェブフランジ接合部全体に斜めひび割れが発生する結果となったが、キー形状タイプでは、先打ち部に応力集中していることから、狭い領域に応力が流れ、ひび割れが局所的に発達するといった結果につながったと考えられる。実験におけるひび割れ性状も同様の傾向にあるため、実験においても同様の応力分布であったと考えられる。

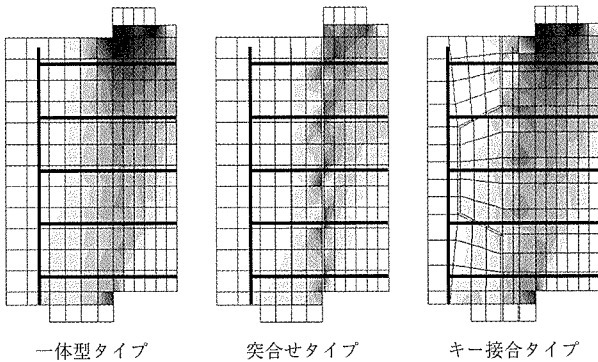


図 - 24 主応力分布

### 7.3 変形

図 - 25 に解析による最大荷重時における供試体の変形図を示す。ここで、点線は変形前のモデル形状を示す。これによると、3つのタイプすべてにおいて、曲げによる影響によって支承付近が水平方向に変形をしている。また、一体型タイプ、キー接合タイプの載荷点直下および、ウェブ下端において要素が大きく変形しているのに対し、突合せ接合タイプにおいてはウェブ要素に大きな変形は見られない。

図 - 26 に突合せ接合タイプおよびキー接合タイプについて

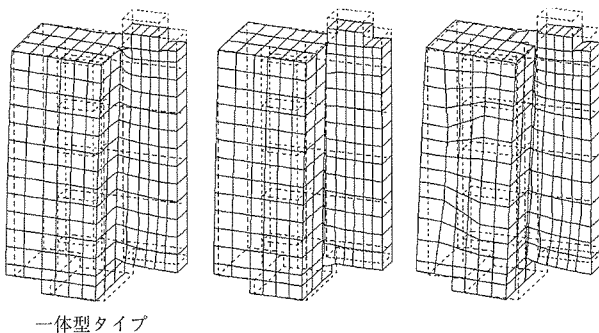


図 - 25 供試体変形図

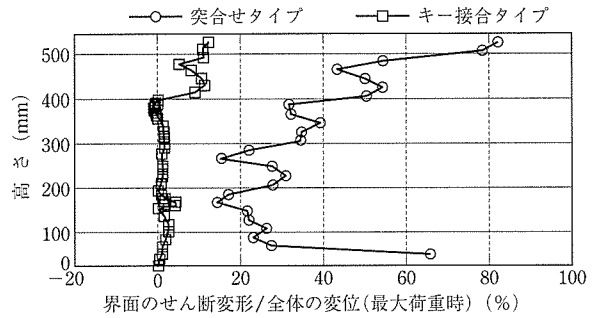


図 - 26 ずれ止め鉄筋位置の界面要素のせん断変形

で、最大荷重時における、モデル全体の鉛直方向変位に対する界面要素におけるせん断方向のずれの割合を示す(図中の太線部はずれ止め筋の位置を示す)。これによると、突合せ接合タイプにおいては、変形が界面要素に集中して起こっていることが分かる。一方、キー接合タイプにおいては、接合面上部において15%程度の変形となっているが、他の部分では変形が集中していないことが分かる。その結果、キー接合タイプは、一体型と同様に接合面で局所的に変形していないと考えられる。また、突合せタイプでは、ずれ止め筋位置で界面要素のせん断変形が減少していることがわかる。

## 8. まとめ

本研究によって、得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 突合せ接合タイプは、一体型タイプに比べて、耐荷力は1/3程度まで低下する。しかしながら、せん断キーを導入したキー接合タイプでは、一体型タイプと同等の耐荷力が得られることが確認された。
- (2) 突合せタイプの剛性は、一体型タイプに比べて大きく低下するが、キー接合タイプは、一体型タイプに比べて、若干の低下にとどまることが確認された。
- (3) 本研究の範囲内では、突合せタイプの試験体は、接合面で局所的にずれ破壊するのに対し、一体型、キー接合型は同様に、ウェブ部が圧壊して破壊にいたることが確認された。
- (4) 一体型タイプとキー接合タイプでは、突合せタイプと比較して、同様にずれ止め筋のひずみが大きく出ることから、いずれも一体化していると判断される。
- (5) 2次元および3次元非線形FEM解析により、一体型タイプおよびキー接合タイプの実験と同様の荷重-変位傾向を示すことができた。しかし、突合せ接合タイプでは、実験の耐荷力機構を表現することができなかった。
- (6) 一体型タイプ、およびキー接合タイプにおいて、3次元解析によって、実験と同様のひび割れ性状を予測することができた。
- (7) 主圧縮応力分布を求めることで、一体型タイプ、キー接合タイプの圧縮力の流れを確認することができ、実験におけるひび割れ性状の違いを説明することができた。また、突合せタイプにおいて、ずれ止め筋の影響が顕著に現れることが確認された。



## 謝 辞

本研究は、PC 技術協会プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会（委員長 横浜国立大学 池田尚治名誉教授）の研究の一環として行われたものであり、共同委託会社をはじめご協力いただいた関係者各位に感謝の意を表します。

## 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報告集, Vol.24, No.2, pp.715-720, 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報告集, Vol.24, No.2, pp.709-714, 2002.6
- 3) (財)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編, pp.236-244, 1996.
- 4) (財)土木学会: 平成8年度制定コンクリート標準示方書, 施工編:p.99-102, 1996.
- 5) (財)日本コンクリート工学協会: コンクリートの破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会報告書, pp.5-8, 2001.
- 6) (財)日本コンクリート工学協会: コンクリートの破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会報告書, pp.369-372, 2001.
- 7) 村田二郎, 長瀬重義, 菊川浩治: 土木材料コンクリート, 第3版, 共立出版, 1983.
- 8) 石原利江子他: 下面に打継ぎ面を有するプレキャスト部材の打継ぎ面せん断実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.17, No.2, pp.189-194, 1995.

- 9) 谷川恭雄, 畑中重光: 応力下降域における各種コンクリートの応力度-ひずみ度曲線の表示式, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.107-108, 1979.

(\*) プレテンションウェブ橋梁技術研究委員会

技術分科会委員名簿

## 分科会

主 査	二羽 淳一郎		
委員会委員	梅原 秀哲	青木 圭一	
	廣松 新		
分科会幹事	堤 忠彦	中島 豊茂	
分科会委員	大澤 浩二	大竹 明朗	
	岡山 準也	河村 直彦	
	北國 秀一	北園 英明	
	立神 久雄	中村 定明	
	細野 宏巳	山下 和則	
	品川 清和 (旧)	山本 徹 (旧)	

## 幹事会幹事

阿部 登	猪俣 明
上平 謙二	海津 誠昭
坂井 逸朗	菅野 昇孝
西尾 浩志	益子 博志 (旧)

【2002年9月24日受付】