

論文 波形鋼板ウェブの埋込み接合部性状に関する解析的検討

藤林 健二*1・幸左 賢二*2・栗根 聡*3・稲森 誠一郎*4

要旨：本検討では波形鋼板ウェブ PC 橋の異種材料間接合部に着目し、波形鋼板をフランジに直接埋め込む接合方式を採用した複合 PC 桁を用い、その適応性について実験的および解析的に検討を行った。その結果、桁が曲げ降伏に至る前に接合部にひび割れ損傷等は発生せず、接合部にひび割れ発生後も波形鋼板とフランジ間にはだ隙が生じるが桁の挙動は安定しており、脆性的な破壊には至らないことが明らかになった。また、ウェブの波形形状を保持する接合部材の耐力は接合部の健全性の維持に大きく寄与することを確認した。

キーワード：複合橋，波形鋼板ウェブ，接合部，ズレ止め耐力

1. はじめに

波形鋼板ウェブ PC 橋は、ウェブに波形鋼板を用いることで多くのメリットが挙げられるが、構造の複合化から生じる設計上の検討課題も数点残っている。コンクリートフランジと波形鋼板の接合方法もその 1 つであり、これまで多くの研究機関において合理的でかつ経済的な接合方式の検討が行われている¹⁾。

これまでに検討、採用された接合方式には数種類あり、これらは波形鋼板ウェブの上下端にフランジプレートや CT 形鋼を溶接し、さらにスタッドやアングルなどのジベルを溶接するフランジタイプと波形鋼板を直接コンクリートフランジに埋込み、波形鋼板および付属の鉄筋で水平せん断力に抵抗させる埋込みタイプとに大別できる。両者の主な違いには接合部の剛性、破壊メカニズム、施工費などが挙げられるが、埋込みタイプは破壊性状および耐久性能が懸念され波形鋼板ウェブ PC 橋の適用に対して採用事例が少ないのが現状である。しかし、埋め込みタイプはフランジタイプに比べて溶接箇所が減るため施工費が安く、その適応性を検討することは更なる合理的・経済的設計の検討に有用で

あると考えられる。

そこで、本研究では接合部に埋込みタイプの接合方式を採用した波形鋼板ウェブ PC 桁を製作し、埋込みタイプの破壊性状および妥当性について検討を行った。

2. 実験概要

2.1 供試体諸元

実験供試体は阪神高速道路北神戸線の中野高架橋をモデル橋梁とし、片ウェブを 1/3 縮尺でモデル化した。供試体の緊張量は曲げモーメント算定時における PC 鋼棒のひずみレベルを実橋の曲げ終局モーメント算定時の PC 鋼材のひずみ(28860 μ)に合わせるように決定し、供試体端部には荷重の偏心に対する供試体の安定性を考慮して横桁を設けた。波形鋼板の板厚については鋼板の先行座屈を避けるため、せん断座屈強度を考慮し 6mm とした。表-1 に供試体諸元を、図-1 に供試体形状を示す。波形鋼板とコンクリートフランジとの接合部には従来の埋込み接合方式に加え、施工費の軽減および剛性の向上を目的に形鋼を波形鋼板ウェブの上下端側面にボルト止めした構造形式(以下、逆 L 方式と

*1 九州工業大学大学院 建設社会工学専攻 (正会員)

*2 九州工業大学 工学部建設社会工学科 Ph.D. (正会員)

*3 新構造技術(株) 本社事業部 (正会員)

*4 日本鉄塔工業(株) 橋梁技術本部 (正会員)

称す)を採用した(図-2 参照)。ただし、本来の埋込み方式では貫通鉄筋と波形鋼板にあげられた貫通孔との隙間に充填したコンクリートが一種のジベルとして水平せん断力に抵抗するが、本検討ではその影響を排除するために、波形鋼板の貫通孔はパテにより隙間を充填した。なお、接合部の設計は波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル(案)に準拠し、逆L方式についても同等のせん断耐力を有するように設計した。表-2に各部材の材料特性を示す。

2.2 実験手法

荷重は図-1 に示すように供試体を単純支持として、スパン中央部における静的2点荷重(せん断スパン比=2.5)とした。加力の制御は荷重制御で行い、荷重ステップ増加量は50kNを基本とし、各ステップ終了後には0kNまで除荷し、ひび割れ状況を目視により観測した。その他、供試体変位、鋼材ひずみを荷重10kN刻みで計測し、支間中央近傍の下側接合部にはデジタルビデオカメラを常設し、ひび割れ発生荷重および荷重に伴うひび割れの進展傾向をクラックスケールとの比較から計測した。

3. 解析概要

3.1 解析手法

一般的に、今回の供試体のように複雑な形状の構造物には三次元モデルによる解析が適している。しかしこの場合、非線形材料特性を考慮すると膨大な計算時間が必要となり、また評価方法も複雑になる。一方、二次元モデルによる解析は、解析対象供試体のモデル化が大きな問題になるが、適切なモデル化を行うことである程度妥当な解析結果が得られると考えられる。そこで本検討では波形鋼板ウェブに直交異方特性($E_x/E_y=1/10$)を与え、接合部は剛結としてモデル化を省略した二次元弾塑性FEM解析を行い、桁全体系の挙動を簡易的に評価した。解析における荷重条件、境界条件は実験と同様とし、接合部近傍にコンクリートの破壊相当のひずみ(約 3500μ)が進展した段階を解析終了とした。

表-1 供試体諸元

供試体名称		No. 1	No. 2
接合部 (接合耐力)	形式	埋込み方式	逆L方式
	埋込み長	65mm	
	孔径	$\phi 20\text{mm}$	
	貫通鉄筋	SD345 / D10	
	接合部材	異形鉄筋 SD345 D13	等辺山形鋼 SS400 L30×30×3
鉄筋	材質	SD345	
PC鋼棒	材質	SBPR 930/1080 ($\phi 23\text{mm}$)	
	緊張力	310kN (0.8Py)	
ウェブ	材質/板厚	SS400/6mm	

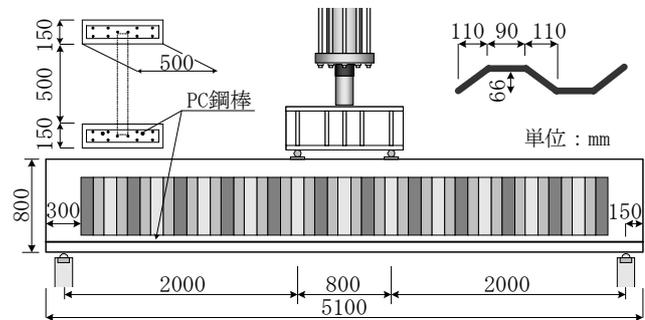


図-1 供試体形状

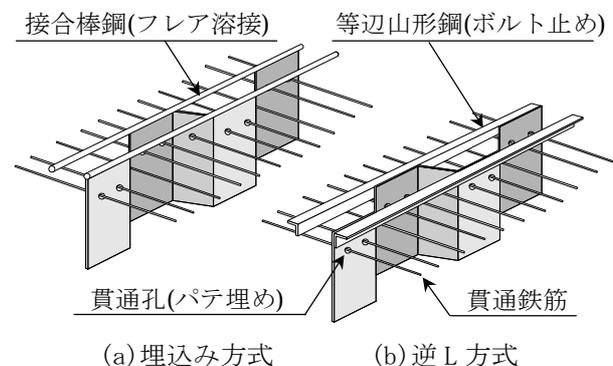


図-2 検討接合方式

表-2 各部材の材料特性

	圧縮強度 (N/mm^2)		割裂強度 (N/mm^2)	
	No. 1	No. 2	No. 1	No. 2
上フランジ	48.9	36.5	3.77	2.80
下フランジ	52.1	46.6	3.77	3.37
	降伏点強度 σ_{sy} (N/mm^2)		引張強度 σ_{su} (N/mm^2)	
	鉄筋			
	D10	363	575	
	D13	377	562	
等辺山形鋼	349		470	
PC鋼棒	1055		1153	
波形鋼板	342		468	

3.2 材料モデル

解析ではコンクリートに平面応力要素，鉄筋には線材要素を使用し，鉄筋とコンクリートは完全付着とした。各使用材料の物性値は表-2に示す実験値を用いた（コンクリート強度にはNo. 1 供試体の値を用いた）。破壊基準としては，コンクリートの圧縮側には体積変化を考慮したDrucker-Pragerの破壊基準を，引張側でのひび割れ発生は最大主応力基準を用いた。また，鉄筋およびPC鋼材にはVon-Misesの降伏基準を用いた。コンクリートの応力-ひずみモデルは図-3に示すように圧縮上昇域では圧縮強度までを2次放物線とし，引張域では，ひび割れを考慮した分布ひび割れモデルとし，引張強度に達した後 ϵ_t （鉄筋の降伏ひずみ）まで直線的に応力が減少するモデルとした。また，鉄筋の応力-ひずみモデルについては図-4に示すように降伏強度に達した後のひずみ効果を考慮したモデルを用いた。なお，PC鋼材の応力-ひずみ関係については道路橋示方書Ⅲに準じ，解析モデルには実験と同じ緊張力(310kN)を与えた。

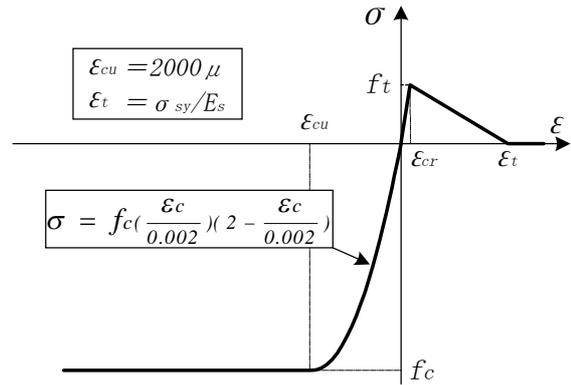


図-3 コンクリートの応力-ひずみ関係

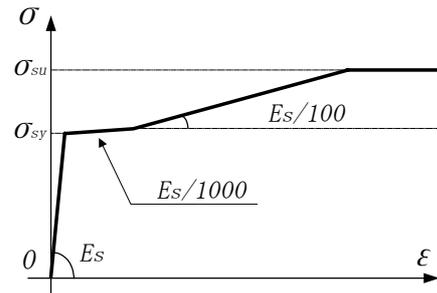


図-4 鉄筋の応力-ひずみ関係

4. 実験結果および解析結果

実験では，No. 1, No. 2 供試体ともに曲げひび割れ発生後，下フランジにおいて接合部材，主鉄筋，PC鋼棒，貫通鉄筋が順次降伏に至り，No. 1 供試体では最終的に載荷荷重 1100kN で上フランジが圧壊に至った。また，No. 2 供試体についてはPC鋼棒の降伏を確認後，危険回避のために圧壊に至る前(1000kN)に載荷を終了した。なお，波形鋼板については実験終了までに座屈等による著しい面外変形は見られなかった。

4.1 荷重-変位関係

図-5に載荷荷重とスパン中央における鉛直変位との関係を示す。材料強度の差による若干の違いはあるが，両供試体ともに同様の変形性能を示した。また，主鉄筋および接合部材が降伏に至ると鉛直変位は増大し，PC鋼棒降伏後にはその傾向は顕著となった。また，解析では約840kNまでのステップで各変位および変形性能

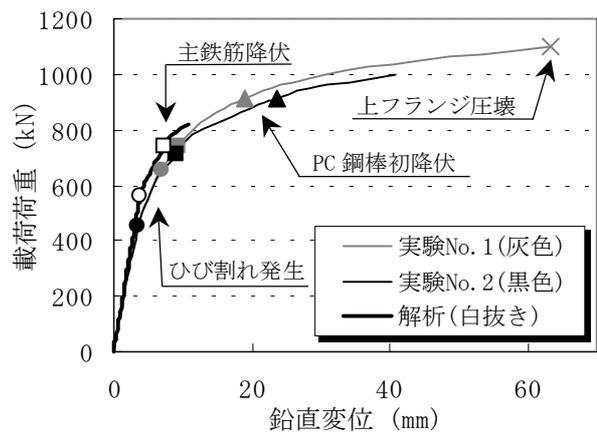


図-5 荷重-変位関係(スパン中央)

について実験を概ね再現できた。

4.2 ひび割れ損傷状況

図-6にスパン中央近傍のひび割れ進展状況およびNo. 1 供試体の実験終了時のひび割れ図を示す。ひび割れの進展は両供試体とも同様の傾向を示し，荷重 700kN~800kN にかけて下フランジ側面を上向きに進展し，その後ひび割れは側面側から波形鋼板の埋込み位置に向けてほぼ直角に進展した。載荷荷重が 850kN を超えると主要なひび割れは接合部に達し，徐々に波形鋼板とコンクリートフランジとの間にはだ隙が生じた(写真-1 参照)。はだ隙は最大荷重時には

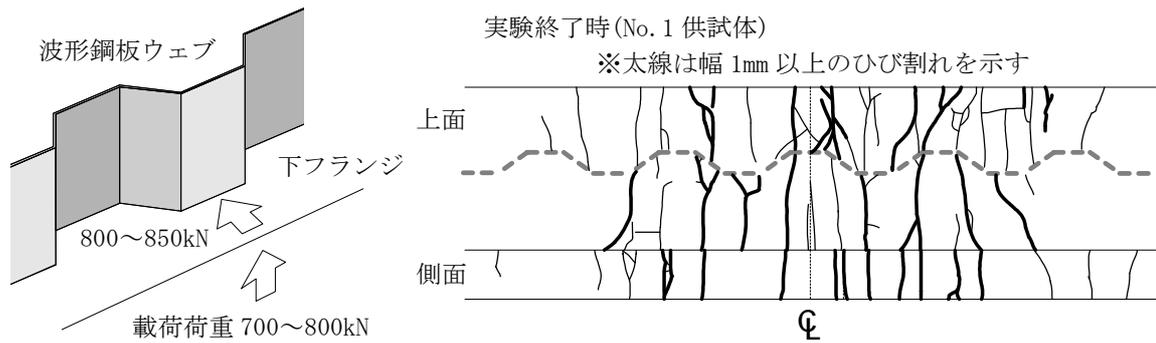


図-6 クラックの進展状況

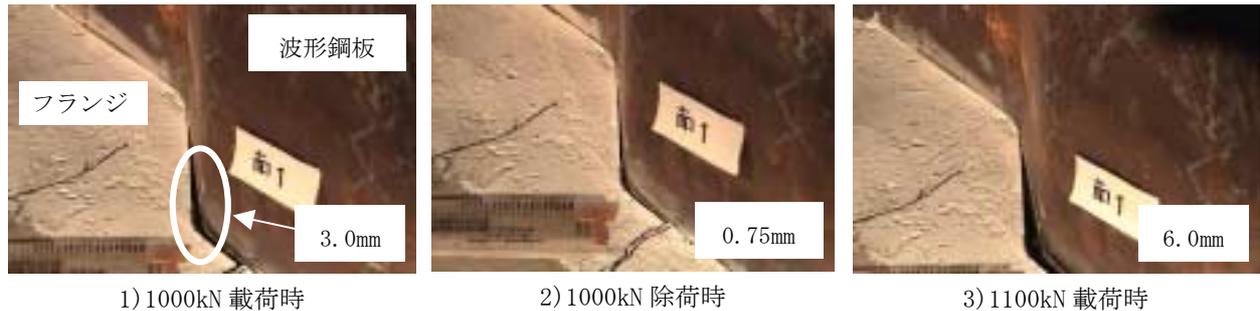


写真-1 接合部における損傷状況

約6mmまで進展し、下フランジにおいてスパン中央から左右に600mm(支点間の1/4)の区間で生じた。また、上フランジについては荷重の増加に伴って上面および側面にひび割れが発生したものの、圧壊時においても接合部近傍には顕著なひび割れ損傷は見られなかった。

4.3 ひずみ分布状況

図-7に主鉄筋のひずみ分布を示す。実験ではNo.1, No.2供試体で同様の傾向を示したため、ここでは代表としてNo.1供試体の値を示した。以降、ひずみは引張りひずみを正、圧縮ひずみを負とする。ひずみはスパン中央に対して左右均等に分布しており、荷重の増加に伴う局所的なひずみ増加が見られないことから、供試体の挙動は曲げが支配的であると考えられる。この傾向は解析でも見られ、接合部に破壊相当のひずみ(約3500 μ)が進展する段階までについては簡易的な二次元モデルにおいてもある程度評価できることが確認できた。また、最大荷重時には供試体支間長の約2/5が降伏領域となり、供試体側面および下フランジ上面のひび割れ分布範囲と概ね一致した。

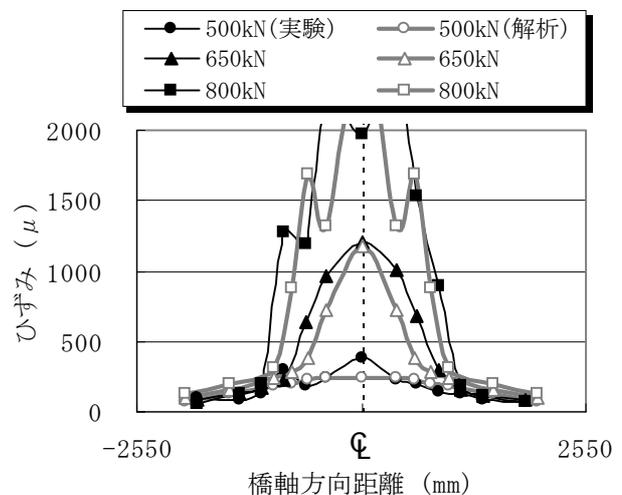


図-7 主鉄筋のひずみ分布状況

図-8には下側接合部の接合部材のひずみ分布状況を示す。接合棒鋼と等辺山形鋼のひずみの進展傾向を比較すると、材料強度の差により同じ載荷状態におけるひずみの進展度に若干の違いはあるが、ひずみの増加傾向やその分布範囲は概ね一致した。このことから、両接合部材は橋軸方向の変形に対して同様の抵抗力を発揮すると考えられる。

4.4 接合部の損傷メカニズム

図-9に下フランジ内(支間中央近傍)の各鋼

材のひずみの進展状況を示す。接合棒鋼と波形鋼板に着目すると、荷重 500kN までは両者に発生する軸方向ひずみはほぼ等しく、橋軸方向への変形に対して協働しているが、600kN を超えると両者のひずみの進展傾向に差が見られ、波形鋼板に対して接合棒鋼のひずみの進展が著しくなった。これは、ひび割れの進展に伴い断面の小さい接合棒鋼に応力が集中したためと考えられる。このことから、波形鋼板の形状を保持する接合部材の耐力は接合部の健全性の維持に大きく寄与していると考えられる。また、接合部材の降伏により波形鋼板の形状保持が解けると、図-10 の模式図に示すように曲げ挙動により波形鋼板には平板に戻ろうとする挙動が顕著となり、その結果、下フランジの一部はひび割れに沿って橋軸直角方向へ押し出され、接合部に写真-1 に示すようなはだ隙現象が生じたと考えられる。また、実験では接合部材が降伏する 700kN あたりから貫通鉄筋にも引張ひずみが発生しており、貫通鉄筋は接合部材降伏後の一連の挙動を抑制していると考えられる。なお、図-9 中の設計荷重とは式 (1) での Q_a となる載荷荷重であり終局荷重も同様である。接合部の設計荷重時では各鋼材のひずみレベルは微小であり、終局荷重時においても主鉄筋および接合棒鋼は降伏に至っているものの、接合部にはひび割れ等は生じておらず、十分健全であると考えられる。

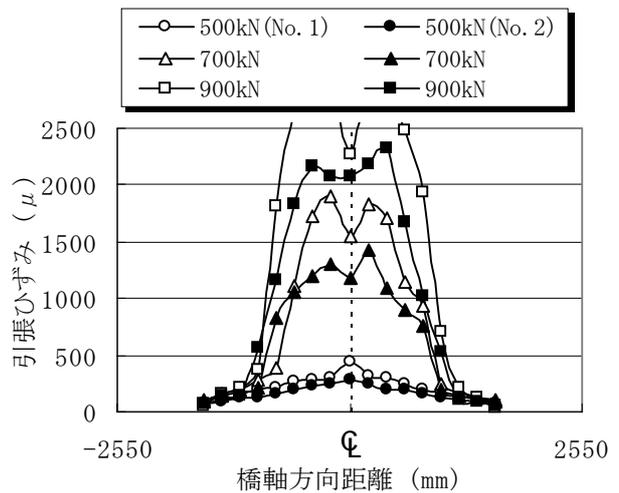


図-8 接合部材のひずみ分布状況

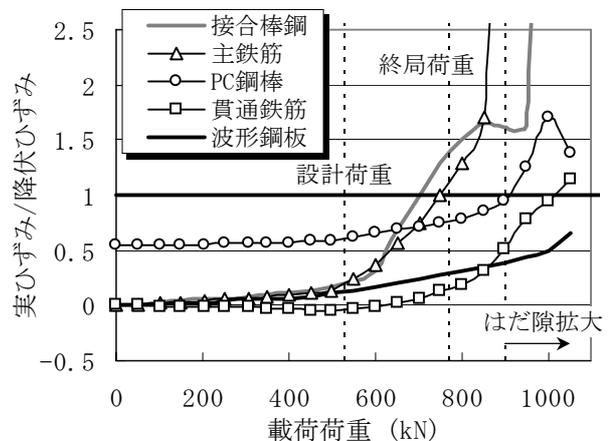


図-9 各鋼材のひずみ進展状況<No. 1 供試体>

5. 現行の設計に関する検討

表-3 に各設計値と実験値との比較結果を示す。接合部の計算値は以下に示すズレ止め耐力算定式(式(1) : 設計荷重作用時, 式(2) : 終局荷重作用時)から求まるズレ止め耐力に対応する載荷荷重を逆算したものである。

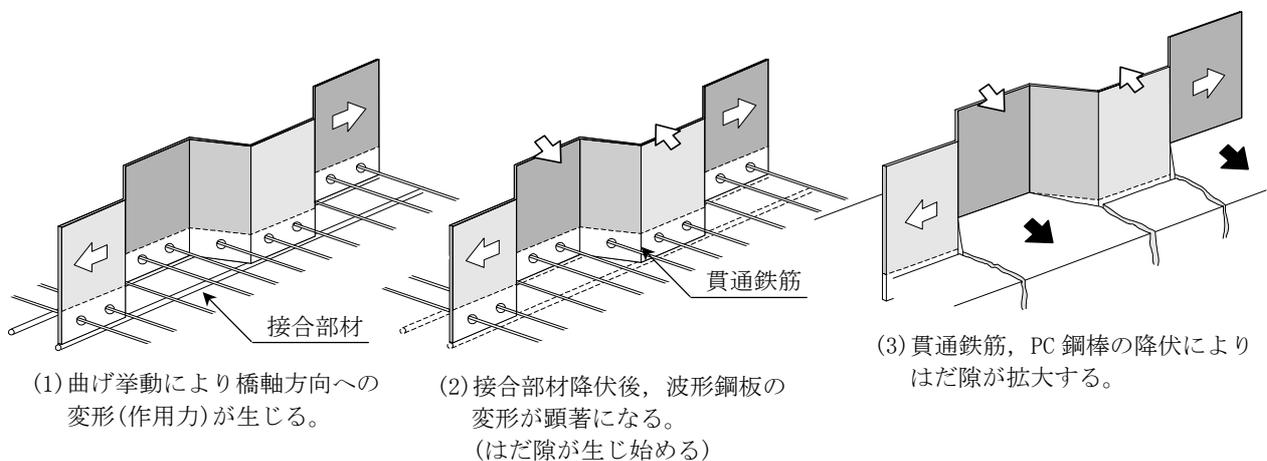


図-10 接合部の損傷メカニズム

表-3 各設計値と実験値との比較

	設計値 (kN)				実験値 (kN)			比率	
	接合部		曲げ		B) 主鉄筋降伏	C) はだ隙発生	D) 終局荷重	D/A	C/B
	設計荷重	終局荷重	降伏荷重	A) 終局荷重					
No. 1	527.8	770.2	709.6	823.1	742.0	850	1100.0	1.34	1.15
No. 2	497.5	806.7	704.9	810.3	721.4	850	(1100.0)	1.36	1.18

$$Q_a = \sigma_1 \cdot A_1 + \sigma_{sa} \cdot A_2 \quad (1)$$

$$Q_u = \frac{3}{5} \cdot \sigma_{ck} \cdot A_1 + \sigma_{sy} \cdot A_2 \quad (2)$$

ここで、 Q_a ：ズレ止めブロック 1 箇所あたりの許容せん断力

σ_1 ：コンクリートの許容支圧応力度

A_1 ：斜方向パネルの投影面積

A_2 ：接合部材の断面積

Q_u ：ズレ止めブロック 1 箇所あたりのせん断耐力

今回の検討では、供試体設計において接合部の終局耐力と桁の曲げ耐力を同等とすることで実橋における最も危険な状態を想定した。しかし実験の結果、両供試体とも設計に対して約 1.3 倍の曲げ耐力を有していたにも関わらず終始曲げ挙動が支配的となった。現行の曲げに対する設計では、曲げモーメントおよび軸力に対して波形鋼板は橋軸方向へのアコーディオン効果から無視し、合成断面に生ずる応力度の算定は上下のフランジのみを考慮して通常の PC 橋と同様に平面保持の仮定に則って設計している。しかし、実際には図-11 に示すように降伏荷重 (709.6kN) 付近では埋込み部が、それ以上の荷重ではウェブ部も軸方向に抵抗するため実験値を過小評価したと考えられる。

また、接合部に着目すると、はだ隙発生に伴う荷重の低下現象は見られず、挙動も安定していることからはだ隙の発生自体が脆性的な破壊の要因となるとは考えられず、その発生荷重も主鉄筋降伏に対して約 1.17 倍の荷重レベルであり、今回の供試体で除去したコンクリートジベルのズレ止め効果および実橋での曲げとせん断の耐力比を考慮すると、この値はさらに安全側になると考えられる。

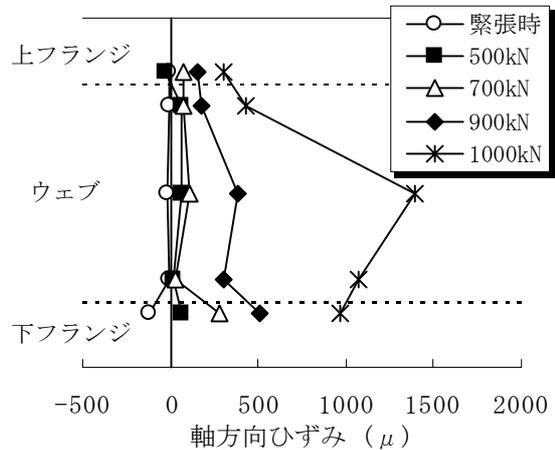


図-11 ウェブの軸方向ひずみ分布

6. まとめ

今回、波形鋼板ウェブとコンクリートフランジ間の接合部に埋込みタイプの接合方式を採用した供試体の載荷実験および簡易解析の結果、以下に示す結論を得た。

- (1) 接合部材に異形棒鋼と等辺山形鋼を用いた供試体の挙動、損傷状況に差異は見られず、両部材は同様の性状を示した。また、初期段階において、波形鋼板の形状を保持する接合部材の耐力は接合部の健全性の維持に大きく寄与する。
- (2) 波形鋼板ウェブが先行座屈しない場合、二次元 FEM 解析においても接合部にコンクリートの破壊相当のひずみが発生する段階までの桁の全体挙動を簡易的に評価できることが分かった。
- (3) 現行の埋込み接合部の設計式には曲げ耐力の過小評価分以上の安全率が含まれており、コンクリートジベルのズレ止め効果および実橋での曲げとせん断の耐力比も考慮すると埋込み接合部は十分な余剰耐力を有している。

参考文献

- 1) 波形鋼板ウェブ PC 合成構造研究会：波形鋼板ウェブ PC 橋計画マニュアル(案)，1998.10