

# 論文 側面鋼板接着による鉄筋コンクリート桁のせん断補強効果に関する実験的検討

吉田 英二\*1・村越 潤\*2・田中 良樹\*3

**要旨**：既設鉄筋コンクリート構造物の補修・補強工法の一つである鋼板接着工法は、構造物の表面にエポキシ樹脂を用いて鋼板を接着し、耐荷力の上昇を期待するものである。既に補強された RC 橋の耐荷力評価手法を整備する上で、桁幅に比べて桁高が比較的小さい RC 橋のウェブ側面に鋼板接着工法が適用された場合におけるせん断補強効果が必ずしも明確でない。本文では、側面鋼板接着した RC 桁の載荷試験を実施して、桁幅方向の応力分布やせん断補強効果について検討を行った。その結果、補強鋼板の有無に関わらず、斜めひび割れの発生荷重が概ね同程度だったこと、補強鋼板が有る場合には、斜めひび割れ発生以降も補強鋼板の剥離に至るまで、せん断耐力を改善できることが確認された。

**キーワード**：鋼板接着、せん断補強、スターラップ、斜めひび割れ

## 1. はじめに

設計荷重の変更や鉄筋腐食に伴う断面欠損などによる耐荷力不足によって、鉄筋コンクリート (RC) 構造物の一部または全体を対象とした補修・補強が行われている。コンクリート構造物の補修補強工法の一つである鋼板接着工法は、既設 RC 構造物の表面にエポキシ樹脂を用いて鋼板を接着する工法であり、道路橋の RC 床版や RC 主桁の補強に適用されている。本工法の特徴は、供用中でも施工が可能であること、既設構造物の断面寸法を大きく変えることなく曲げ補強効果が得られること等が挙げられる。近年、FRP による補強が普及してきているが、鋼板接着された既設構造物は多く現存しており、これらを有効に活用していくためには、鋼板接着工法の効果を考慮した耐荷力評価が必要である。

鋼板接着工法に関しては、主桁や床版を対象とした曲げ補強を中心に研究が実施された。これまで、鋼板を RC はり引張縁に接着することで曲げ剛性や耐荷力が高まるといった補強効果が得られることが実験的に確認されている<sup>1)</sup>。幅広の鋼板をウェブ側面に接着した RC 桁のせん断補強についても、いくつかの研究が見られ、せん断耐力の改善に貢献する可能性があることが確認されている<sup>2), 3)</sup>。しかし、その効果や挙動は十分には明らかにされていない。

これらを踏まえて、ウェブ側面に鋼板接着補強した、桁幅に比べて桁高が比較的小さい RCT 桁の実大供試体を用いて静的載荷試験を行った。本文では、その結果を示すとともに、RC 桁の側面に鋼板接着した場合のせん断補強効果について検討を行う。

## 2. 実験方法

### 2.1 供試体

図-1 に本実験で使用した供試体の形状寸法を示す。本実験では、同じ形状寸法の RC 桁 2 体を製作して、1 体を鋼板接着無しの供試体(以下、供試体 N)、もう 1 体を鋼板接着有りの供試体 (以下、供試体 S)とした。供試体は、ウェブ幅 600mm、桁高さ 850mm、有効高さ 735mm の T 型断面の単純桁で、主鉄筋は、D35 を 5 本ずつ 2 段で配置した。せん断スパンは 2m とした。

両供試体ともに、補強鋼材の有無の他、スターラップの有無による違いを見るため、供試体の片側のせん断スパンをスターラップ無しとし、もう一方には、4-φ9 のスターラップを 250mm 間隔で配置した (せん断補強鉄筋比 0.17%)。

表-1 に、コンクリートの配合を示す。使用したコンクリートは、普通ポルトランドセメントを用いて、目標空気量 4.5%、粗骨材最大寸法 20mm とし、目標圧縮強度は 24N/mm<sup>2</sup> とした。目標スランプは、埋め込みゲージの設置に配慮して、18cm とした。表-2 に、供試体に用いたコンクリートの圧縮強度を示す。表-3 に、使用した鋼材の引張試験結果を示す。

鋼板接着による補強は、それぞれのせん断スパンのウェブ側面を覆うように、長さ 2.4m、高さ 0.52m の鋼板 4 枚を配置した。鋼板の接着は、供試体側面のコンクリートをグラインダで目荒らした後、鋼板をアンカーで仮固定し、エポキシ樹脂接着剤 (引張せん断接着強さ 16.1MPa、圧縮弾性率 2070MPa) をコンクリートと鋼板の間に注入することによって。鋼板は、材質 SS400、板

\*1 (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 研究員 工修 (正会員)

\*2 (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 上席研究員 工修

\*3 (独) 土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 主任研究員 (正会員)

表-1 コンクリートの配合

W/C (%)	Air (%)	s/a (%)	単位量(kg/m <sup>3</sup> )					SL (cm)
			W	C	S	G	AE	
58.5	4.3 (4.5)	48.3	183	313	840	940	3.13	20 (19.5)

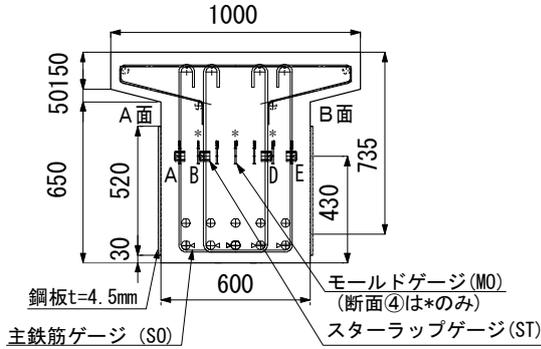
注) 空気量, スランプは実測値を示す。( )内は, 供試体S

表-2 コンクリート材料試験結果

供試体	圧縮強度 (MPa)	割裂引張強度 (MPa)	弾性係数*) (GPa)	ポアソン比	材齢 (日)
N	33.0	2.8	29.3	0.219	28
S	33.7	2.6	27.5	0.213	38

\*) 割線弾性係数 (JIS A 1149)

3本の平均値

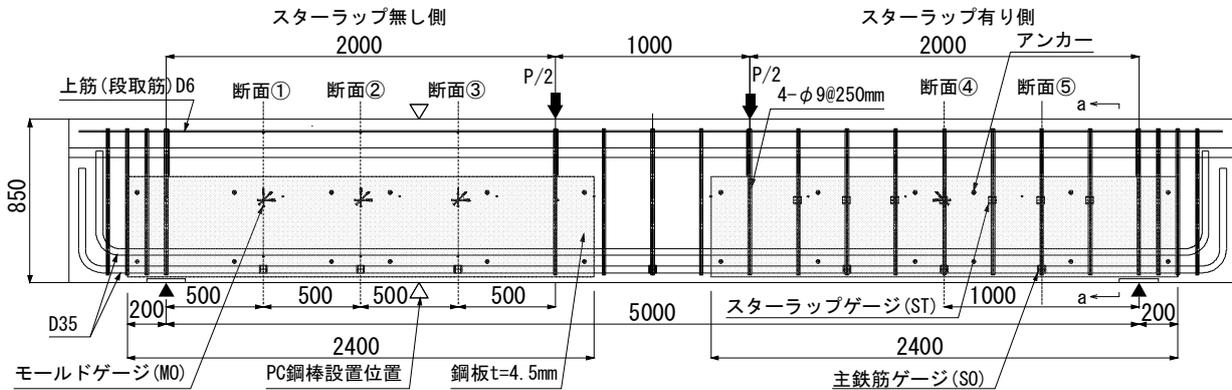


(a) 断面図 (a-a)

表-3 鉄筋及び補強鋼板の引張試験結果

鋼材の種類	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	弾性係数 (GPa)
鉄筋	D6(SD295A)	368	531
	φ9(SR235)	462	462
	D35(SD490)	534	736
補強鋼板 (SS400) 4.5mm厚	360	496	203

3本の平均値



(b) 側面図 (A面)

図-1 供試体の形状寸法及び荷重方法 (補強鋼板は供試体 S のみ)

厚 4.5mm として, 無機ジンクリッチプライマーを施した。また, 樹脂厚は 5mm, アンカーは M10, 埋め込み長 70mm とした。なお本検討では, スターラップ無し側のせん断破壊後, 一旦除荷した後, 写真-1 に示すように, せん断スパンの約 1/3 点 (荷重点側) において, PC 鋼棒 (φ 13×4 本) を用いた縦締め治具を設置し, 再度, 荷重を行った。これにより, スターラップ有り側について, より高い荷重まで荷重することができた。

## 2.2 荷重方法及び計測項目

荷重は図-1 に示すとおり, 2 点集中荷重とした。変位制御にて, 徐々に荷重を上げながら逐次測定を行うとともに, 荷重 100kN ごとにひび割れ性状の確認を行った。

各ステップごとに, 荷重, 変位, コンクリート表面ひずみ (CO), 主鉄筋ひずみ (SO), スターラップひずみ (ST), 鋼板ひずみ (SP) を計測した。また, 断面①~③及び断面④のコンクリート内部に 3 軸の埋め込みゲージ (プラスチック製, ゲージ長 60mm) (MO) を, スターラップ無し側では, A 面から 75mm 間隔 (7 箇所), 有



写真-1 スターラップ無し側せん断破壊後の PC 鋼棒を用いた縦締め治具の設置状況

り側では, 150mm 間隔 (3 箇所) で埋め込み, コンクリートウェブ内部のひずみを測定した。曲げひび割れ発生荷重を把握するため, 支間中央付近下面, 純曲げ区間全体にわたってパイ型変位計 (PI) を設置した。鋼板とコンクリートの開きは, クリップゲージ (CP) で監視した。

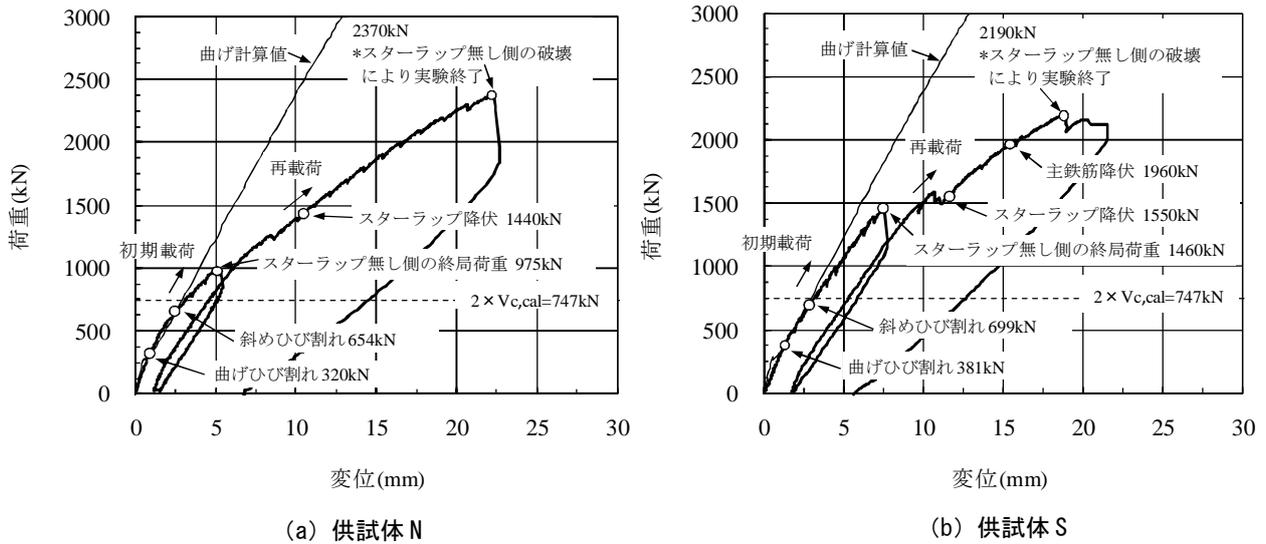


図-2 荷重-変位の関係

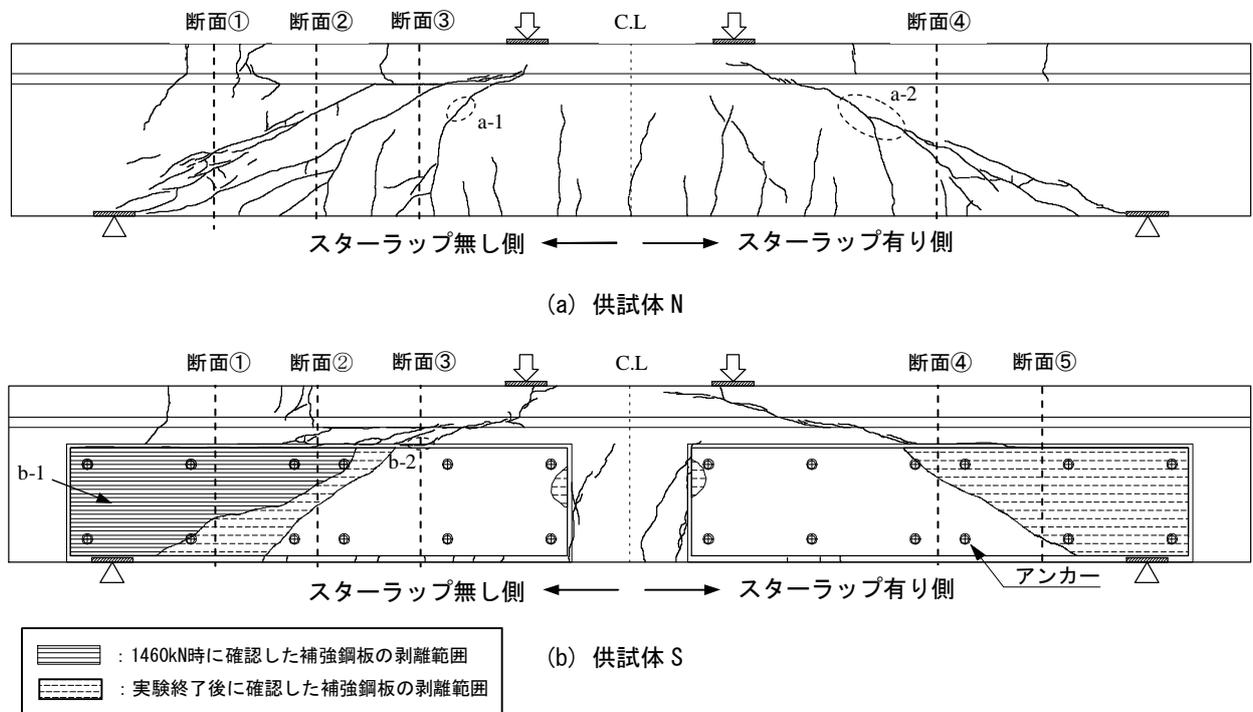


図-3 ひび割れ及び補強鋼板の剥離 (A 面)

### 3. 実験結果

#### 3.1 スターラップ無し側について

##### (1) 荷重-変位の関係とひび割れ性状

図-2 に、荷重-変位の関係を、また図-3 に、ひび割れ及び補強鋼板の剥離状況 (A 面) を示す。供試体 N は、320kN で、曲げひび割れが発生し (PI により確認)、約 800kN で、断面③付近のウェブ (図-3 (a) 中の a-1 部分) に斜めひび割れが発生した (目視による)。その後、さらに支点側に大きい斜めひび割れが発生し、せん断破壊に至った。供試体 S は、381kN で曲げひび割れが発生した (PI により確認)。1400kN で図-3 (b) 中の b-2

部分の位置に斜めひび割れの兆候が見られた。1460kN で鋼板 (図-3 (b) 中の b-1 部分) の剥離とともにウェブコンクリートに斜めひび割れが発生することにより、せん断破壊に至った。この時、叩き調査にて、剥離範囲を確認した。

初期載荷の終局荷重は、供試体 N, S とともにスターラップ無し側の破壊によるものであった。図-2 の荷重-変位関係は、供試体 N, S のいずれも、スターラップの無い RC 桁のせん断ひび割れ耐力の計算値<sup>4)</sup>( $V_c, cal$ ) 747kN までは、材料試験より得られたコンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ曲線を用いて算出した、曲げ計算値とはぼ一

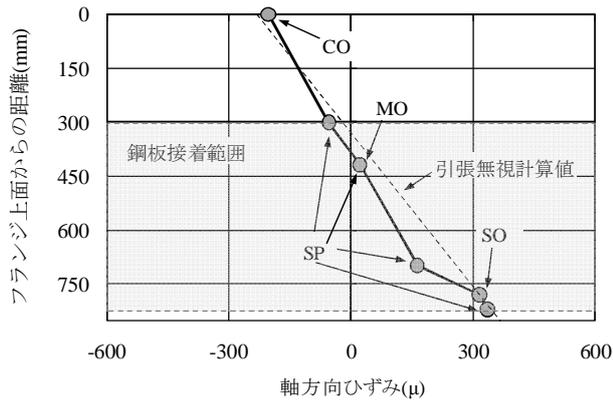


図-4 曲げひずみ分布 (荷重 708kN 時)

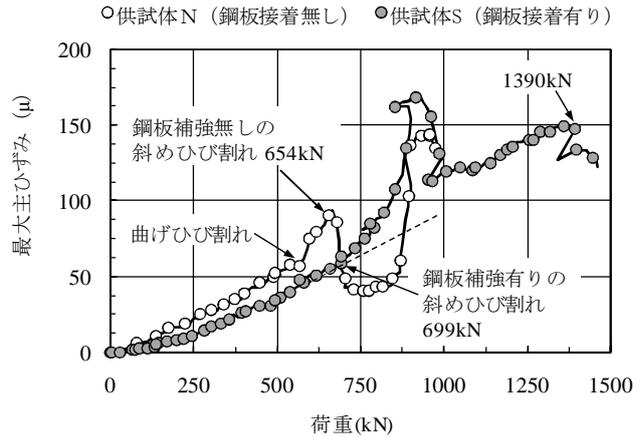


図-5 コンクリート内部の最大主ひずみ (断面③) (MO)

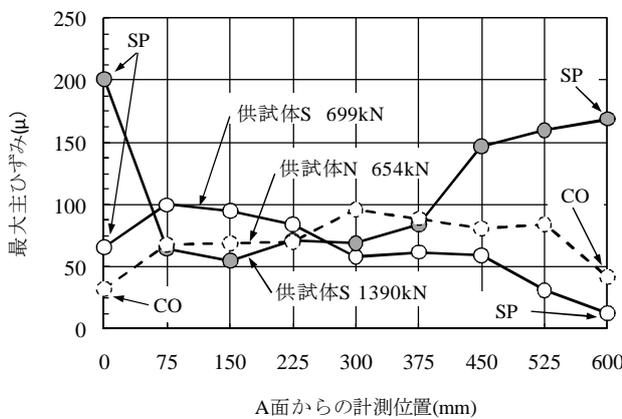


図-6 ウェブコンクリートの最大主ひずみの幅方向分布 (断面③) (SP, MO, CO)

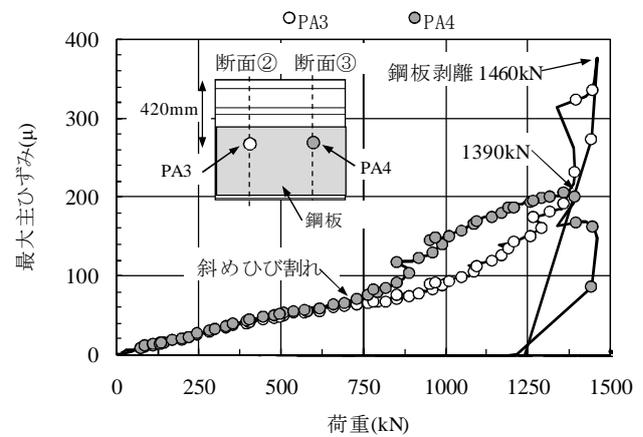


図-7 補強鋼板の最大主ひずみ (供試体 S, SP)

致した。図-4に、荷重 708kN 時における供試体 S の断面③における曲げひずみ分布を示す。約 700kN までは、ほぼ直線的な分布を示していた。

図-5に、供試体 N, S それぞれの MO によるコンクリート内部の最大主ひずみを示す。最大主ひずみは、3 軸埋め込みゲージの結果より、平面の 3 軸ひずみゲージと同様に算出した (主桁幅方向のポアソン比は計算に考慮していない。以下同様)。最も早い段階で大きな変化が表れた断面③における最大主ひずみを荷重との関係で示した。図-5に示した主ひずみの変化点における荷重は、供試体 N の場合、654kN であり、目視で確認した斜めひび割れ荷重よりも低い段階で、その兆候が認められた。供試体 S の斜めひび割れの発生は、鋼板に覆われていたため、目視では確認できなかったが、図-5の結果より、主ひずみの変化が見られ始めた 699kN で既に兆候があったものと推察される。

## (2) ウェブコンクリートの最大主ひずみの幅方向分布

図-6に、供試体 S のウェブコンクリート主ひずみについて、幅方向の分布を、供試体 N と併せて示す。供試体 S については、参考として鋼板表面の最大主ひずみも

示す。供試体 N の斜めひび割れ発生直前 (654kN) では、コンクリート内部のひずみが幅方向に、ほぼ均等に分布していた。一方、供試体 S のコンクリート内部のひずみは、供試体 N に比べて、ややばらつきが見られた。その後、1390kN で、コンクリート内部のひずみや鋼板のひずみに変化が見られ、この直後に、鋼板上部に斜めひび割れが見られた。

## (3) 補強鋼板の主ひずみ

図-7に、鋼板表面 (断面②, ③) の最大主ひずみを荷重との関係で示す。鋼板の主ひずみは、斜めひび割れ発生直前 699kN まで荷重の増加とともに、ほぼ線形的に増加した。断面③の鋼板ひずみ (PA4) は、斜めひび割れ発生以降、勾配がやや増加し、断面②の鋼板ひずみ (PA3) と乖離し始めた。その後、PA4 の鋼板ひずみは、1390kN でひずみが低下した。PA3 の鋼板ひずみは、1460kN でひずみがピーク値を示し、鋼板の剥離 (CP により確認) とともに低下した。

## 3.2 スターラップ有り側について

### (1) 荷重-変位の関係とひび割れ性状

供試体 N は、初期載荷時の 900kN で、断面④のウェブ

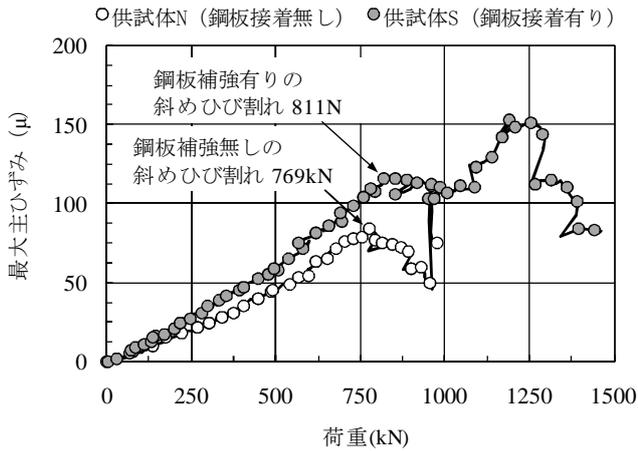


図-8 コンクリート内部の最大主ひずみ (断面④) (M0)

(図-3 (a) 中の a-2 部分) に斜めひび割れが目視で確認され、荷重点及び支点に向かってひび割れが進展した。再載荷後、1440kN で、スターラップが降伏した (図-2 (a))。斜めひび割れは、フランジ内まで進展したが、明確なせん断破壊は見られず、2370kN で、スターラップ無し側のフランジ部が破壊したため、試験を終了した。

供試体 S は、初期荷重のピーク (図-2 (b)) において、目視上、斜めひび割れの発生が確認されず、浮きも確認されなかった。再載荷後、1300kN で、鋼板上部 (断面④付近の B 面側のみ) に斜めひび割れが見られた。1550kN でスターラップの降伏が認められた。再載荷時のスターラップ無し側のせん断スパンは、縦締め治具の効果によって荷重に抵抗していたが、1960kN でスターラップ無し側断面①付近のせん断ひび割れ位置で主鉄筋が降伏し始め、2190kN で鋼板の剥離範囲が広がり、それ以降、荷重の増加が見られなかったため、試験を終了した。試験終了時に、スターラップ有り側の斜めひび割れは、フランジ内まで進展していた。

図-8 に、コンクリート内部の最大主ひずみを示す。主ひずみによる供試体 N の斜めひび割れ発生荷重は、目視による値よりも 130kN 低かった。供試体 S は、スターラップ無し側と比べると明確ではないが、800kN で、主ひずみの変化が見られた。その後、主ひずみは、1250kN で、急激な低下が見られた。

#### (2) 鋼板の主ひずみとスターラップひずみ

図-9 に、鋼板表面 (断面④、⑤) の最大主ひずみと荷重との関係を示す。また、図-10 に、スターラップのひずみで最も早い段階で変化が見られた断面④の SD11 とその近傍で初降伏が確認された SE12 の実測値を荷重との関係で示す。断面④の鋼板ひずみ (PA11) は、初期荷重時の 1100kN から徐々に勾配に変化が見られた。この時、同じ断面のスターラップのひずみ (SD11) も徐々に増加し始めた。これらの結果より、鋼板で目視できなかったウェブコンクリートに発生した斜めひび割れは、

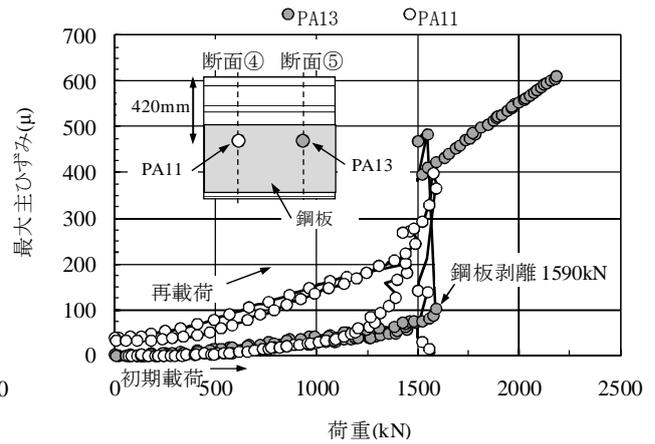


図-9 補強鋼板の最大主ひずみ (供試体 S) (SP)

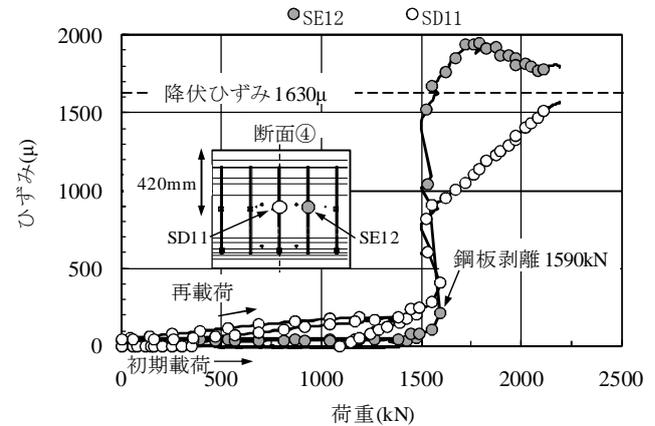


図-10 スターラップひずみ (供試体 S) (ST)

1100kN から徐々に拡大し始め、鋼板上部に見られたひび割れに進展したと考えられる。

スターラップ有り側は、1590kN で断面④付近の鋼板の剥離が生じた可能性が高い。叩き調査では、浮きは確認できなかったが、クリップゲージの値に急激な変化が見られた。これに伴い、鋼板、スターラップともに最大主ひずみの急激な変化が見られた。しかし、その後も、PA13 の鋼板ひずみは、スターラップのひずみと同様に増加が見られ、鋼板の部分的な付着あるいはアンカーの寄与により、せん断力に抵抗していたと考えられる。

## 4. 考察

### 4.1 鋼板接着の補強効果

図-11 に、本実験で得られた、鋼板の有無及びスターラップの有無の違いによる斜めひび割れ発生荷重、鋼板剥離荷重、終局荷重の比較を示す。

本実験では、スターラップと補強鋼板の有無にかかわらず、ウェブコンクリートの斜めひび割れの発生荷重が概ね同程度であった。スターラップがない場合、補強鋼板によって、せん断破壊の発生を抑制する効果が見られた (無補強と比較して、1.5 倍程度)。鋼板の剥離は、スターラップの有無に関係なく概ね同程度の荷重で発生

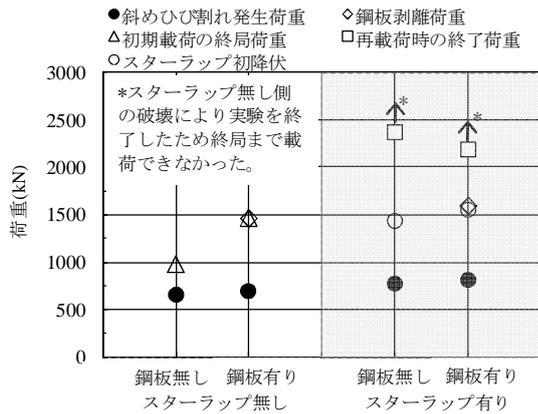


図-11 斜めひび割れ発生荷重, 鋼板剥離荷重, 終局荷重の比較

した。スターラップ有りの場合は、3.2(2)で述べたとおり鋼板の剥離発生後も補強鋼板とスターラップの寄与によって、さらに高い耐荷性能が見られたが、終局時までの挙動は確認できなかった。

#### 4.2 補強鋼板の剥離強度の概算

図-12に、供試体Sの斜めひび割れ発生直前及び鋼板剥離直前の鋼板A面の主応力図を示す(B面もほぼ同様)。補強鋼板の剥離直前の主応力は、せん断ひび割れと考えられる剥離境界部から支点上PA1側に向けて小さくなる傾向が見られた。

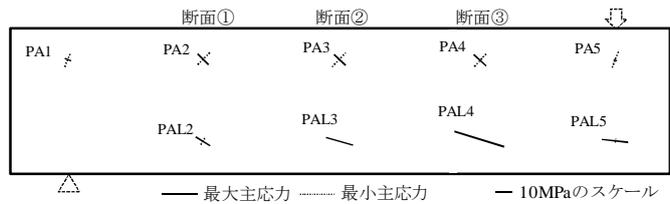
この結果を参考として、鋼板の剥離が図-13に示す2面せん断試験<sup>5)</sup>と同様に発生すると仮定して、概算の剥離強度を算定すると0.34MPaであった。また、図-14に示すSharifらの仮定<sup>2)</sup>に基づいて剥離強度を試算すると、0.76MPaであった。文献5)によると、鋼板幅100mm、接着長150mmの2面せん断試験を行った結果、コンクリートの圧縮強度が32.5MPaで、剥離強度が2.2MPaであった。供試体Sのコンクリートの圧縮強度や接着剤の仕様はそれと同程度であったが、剥離強度は、2.2MPaに比べて著しく小さな値であった。なお、文献5)でも示されているように、剥離面積が大きい場合は剥離強度が小さくなる傾向にあると考えられる。

#### 5. まとめ

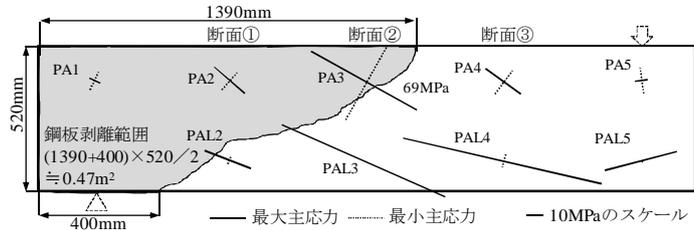
RC桁のウェブ側面への鋼板接着によるせん断補強効果について実験的に検討を行った。補強鋼板の有無にかかわらず、コンクリートの斜めひび割れの発生荷重は概ね同程度であった。また、スターラップ無しのせん断耐力は、比較的幅広の供試体に関わらず、ウェブ側面への鋼板補強によって、無補強の場合の1.5倍まで改善された。

#### 参考文献

1) 大田実, 相沢勇, 百田国広, 中村登喜夫: 鋼板接着に

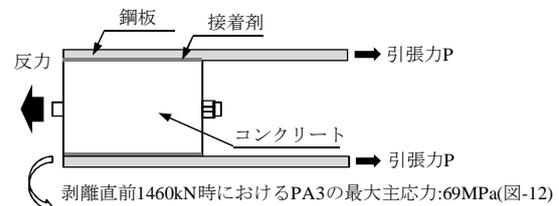


(a) 斜めひび割れ発生直前 (荷重 699kN 時)



(b) 鋼板剥離直前 (荷重 1460kN 時)

図-12 補強鋼板の主応力図 (スターラップ無し側)



剥離面積  $A=0.47\text{m}^2$   
 剥離荷重  $P$ :  
 $=$ 剥離直前における最大主応力(69MPa)  $\times$  鋼板の断面積 (520mm  $\times$  4.5mm)  
 剥離強度  $\tau_{a1}=P/A=0.34\text{MPa}$

図-13 剥離強度の算出に用いた仮定 (2面せん断試験<sup>5)</sup>を仮定)

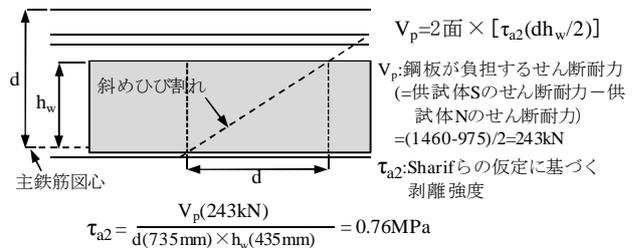


図-14 Sharifらの仮定<sup>2)</sup>

よるコンクリート床版補強に関する実験, 土木研究所資料第681号, 1971.4.

- 2) Sharif, A., et al., Strengthening of shear-damaged RC beams by external bonding of steel plates, Mag. Con. Res., 47, pp.329-334, Dec. 1995.
- 3) 金井直, 睦好宏史, Adhikary, B.B., 佐野正: 鋼板接着によるRC梁のせん断補強効果に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 22-1, pp.529-534, 2000.
- 4) コンクリート構造の限界状態設計法指針案, コンクリート・ライブラリー第48号, 1981.4.
- 5) 佐野正, 三浦尚: 鋼板接着によるコンクリート部材の補強設計法に関する研究, 土木学会論文集, No.550, pp.117-129, 1996.11.