

# 論文 接合目地とモルタル充てん継手を有する RC はりのせん断性状

森 敬倫<sup>\*1</sup>・中村 拓郎<sup>\*2</sup>・松本 智夫<sup>\*3</sup>・二羽 淳一郎<sup>\*4</sup>

**要旨:** プレキャスト工法における接合目地が、モルタル充てん継手と集約配筋を有する RC はりのせん断性状に与える影響を明らかにするために、接合目地の有無、せん断補強方法、継手スリーブの位置をパラメータとした 5 体の RC はり供試体の載荷実験を行った。実験の結果、接合目地を有することで一時的な耐力低下の可能性のあるものの、いずれの供試体においても既往の修正トラス理論式を用いることで、せん断耐力を安全側に評価することができることを確認した。また、スリーブの配置箇所によってはひび割れの発生順序が変化し、せん断耐力にも影響を及ぼすことが明らかになった。

**キーワード:** RC はり、せん断耐力、モルタル充てん継手、接合目地、集約配筋

## 1. はじめに

プレキャスト工法では、セグメントと呼ばれるコンクリートブロックを、モルタルやエポキシ系接着剤などを用いて接合し、RC 部材においては、鉄筋の継手部にモルタル充てん継手が用いられることが多い。モルタル充てん継手におけるスリーブは、主鉄筋よりも太い径となることから、スリーブ上にせん断補強鉄筋を配置する場合には、主鉄筋部とは加工の異なるせん断補強鉄筋が必要となる。また、スリーブ上に配置されたせん断補強鉄筋により、部材のかぶり厚が決定してしまい、最小かぶり厚を確保するためには主鉄筋をはりのより内側に配置しなければならず、結果的にコンクリート断面を大きくしなければならぬ。このような課題に対して、スリーブ上のせん断補強鉄筋をスリーブ端部に集約して配置する集約配筋が提案されている<sup>1), 2), 3)</sup>。

安田ら<sup>4)</sup>はモルタル充てん継手と集約配筋が RC はりのせん断性状に与える影響を検討し、スリーブ位置、スリーブ上におけるせん断補強鉄筋の配筋方法、スリーブの有無にかかわらず、既往の修正トラス理論式を用いることで RC はりのせん断耐力を安全側に評価することができ、集約配筋としてもせん断補強鉄筋によるせん断抵抗力は計算値を下回ることはないと報告している。しかしながら、接合目地を有する場合のせん断挙動についての検討は行っていない。一方、玉井ら<sup>5)</sup>は、エポキシ樹脂系接着剤を用いて接着されたせん断補強鉄筋の無いプレキャストブロック RC はりのせん断性状について検討し、RC はりの接合にエポキシ樹脂系接着剤を用いた場合、せん断耐力は土木学会のせん断設計式を用いることで安全側に評価できると報告している。ただし、接合モルタルを用いるようなモルタル充てん継手を有する RC

はりのせん断性状に関する研究は未だ少ないのが現状である。

本研究では、接合目地の有無、せん断補強方法、接合目地に対するスリーブ位置をパラメータとした 5 体の RC はり供試体の載荷実験を行い、モルタル充てん継手を有する RC はりのせん断性状に対して接合目地が与える影響を検討した。

## 2. 実験概要

### 2.1 実験ケースおよび供試体概要

表-1 に実験ケース、表-2 に供試体諸元と使用材料、図-1 に供試体概要をそれぞれ示す。供試体は、せん断破壊先行型となるように設計した  $a/d=3.2$ 、全長 2.1m の RC はりであり、実験パラメータを 1)接合目地の有無、2)せん断補強方法、3)スリーブ位置とした合計 5 体である。

接合目地の有無による影響を検討するシリーズでは、せん断スパン中央に接合目地を設けた I-S-I と接合目地を持たない N-S-I の 2 体を供試体とした。2 体ともスリーブ端部がせん断スパン中央になるように支点側にスリーブを配置し、スリーブ部のせん断補強方法は集約配筋とした。

表-1 実験ケース

供試体	目地位置	せん断補強方法	スリーブ位置
N-S-I	—	集約配筋	支点側
I-S-I	せん断スパン中央 (幅 20mm)	集約配筋	支点側
I-S-N		なし	支点側
I-S-U		均等配筋	支点側
I-L-I		集約配筋	載荷点側

\*1 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻 (学生会員)

\*2 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 助教 博(工) (正会員)

\*3 日本スプライススリーブ(株) 技術本部 顧問 博(工) (正会員)

\*4 東京工業大学 環境・社会理工学院 土木・環境工学系 教授 工博 (正会員)

表-2 供試体諸元と使用材料

供試体寸法			コンクリート	引張鉄筋			圧縮鉄筋		せん断補強鉄筋			
$b$ (mm)	$d$ (mm)	$a/d$	設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	規格	$f_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$p_w$ (%)	規格	$f_y'$ (N/mm <sup>2</sup> )	規格	$r_w$ (%)	$f_{wy}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$s$ (mm)
200	250	3.2	40	SBPD930/1080 D22	1030	1.54	SD345 D10	373	SD295A D6	0.32	361	100

$b$  : 部材幅,  $d$  : 有効高さ,  $a/d$  : せん断スパン比,  $f_y$  : 引張鉄筋の降伏強度,  $p_w$  : 引張鉄筋比,  $f_y'$  : 圧縮鉄筋の降伏強度  $r_w$  : せん断補強鉄筋比,  $f_{wy}$  : せん断補強鉄筋の降伏強度,  $s$  : 非集約区間のせん断補強鉄筋間隔

せん断補強方法による影響を検討するシリーズでは、それぞれせん断スパン中央に接合目地を配置した。せん断スパン全体にせん断補強鉄筋を配置しない I-S-N, スリーブ上のせん断補強鉄筋を等間隔にスリーブの外側までラップさせないように配置 (以下, 均等配筋と称す) した I-S-U の 2 体とした。

接合目地に対するスリーブ位置の影響を検討するシリーズでは、せん断スパン中央に配置した接合目地に対して、荷点側にスリーブを配置した I-L-I を用意した。

コンクリートは、いずれの供試体も設計基準強度 40N/mm<sup>2</sup>, 粗骨材の最大寸法は 20mm とした。

引張鉄筋は異形 PC 鋼棒 D22(SBPD930/1080)を 2 本, 圧縮鉄筋は異形鉄筋 D10(SD345)を 2 本とした。引張鉄筋は供試体端部から突出させ、アンカープレートとナットを用いて定着補強した。せん断補強鉄筋には異形鉄筋 D6(SD295A)を使用し、せん断補強鉄筋間隔  $s=100\text{mm}$  とした。なお、集約配筋とした供試体では、いずれの供試体においてもスリーブの両端に 2 本ずつせん断補強鉄筋を集約して配筋した。また、モルタル充填継手におけるスリーブの寸法は表-3 に示すとおりであり、グラウトモルタルには圧縮強度 120N/mm<sup>2</sup> の無収縮モルタルを使用した。なお、本研究では、継手内は通し配筋とした。事前にスリーブ内を通し配筋とした継手と、2 本の鉄筋を継いだ継手を対象に、単調引張試験を行っており、鉄筋のひずみが 0.6% 程度までは同様の応力-ひずみ曲線を示すことを確認している。本研究における RC はりの荷重試験中の引張鉄筋のひずみが、いずれも 0.4% 未満であったことから、鉄筋の抜出しによる影響はないと判断できる。接合目地を設けた供試体では、接合目地にはスリーブに充填したグラウトモルタルと同様の圧縮強度 120N/mm<sup>2</sup> の無収縮モルタルを使用し、接合目地の幅は 20mm とした。スリーブ端部の接合目地側に配置するせん断補強鉄筋は、スリーブ端部に接合目地を設け、接合目地の表面から 30mm の位置に集約したせん断補強鉄筋の中心が来るように配筋した。

## 2.2 荷重実験および計測項目

荷重実験は、油圧式 2000kN 試験機を用いて 2 点単調荷重で行った。荷重点は、石膏を用いて水平にした上で

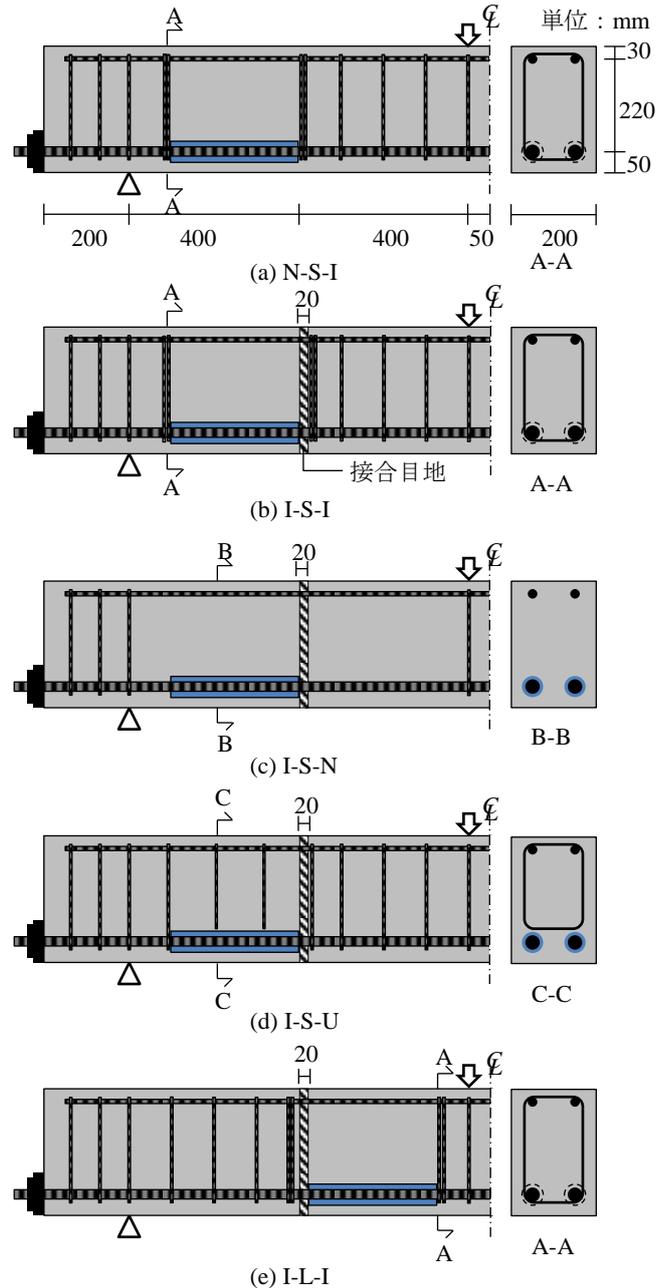


図-1 供試体概要

表-3 スリーブ寸法

材質	外径(mm)	内径(mm)	長さ(mm)
FCAD1000-5	44	28	300

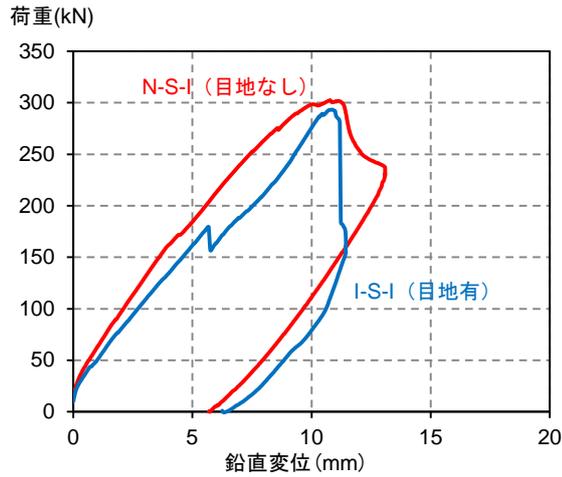


図-2 接合目地の有無による荷重-鉛直変位関係

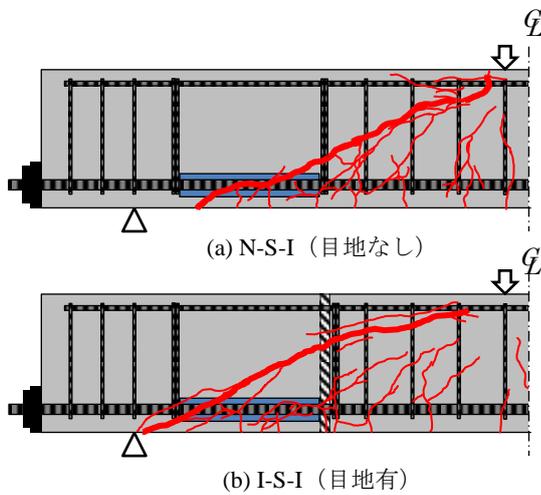


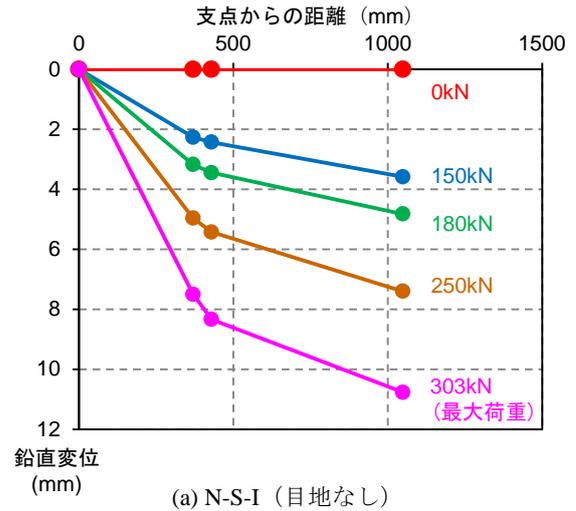
図-3 接合目地による最大荷重時のひび割れ性状

幅 65mm の鋼板を設置し、支点には幅 50mm の鋼板を設置した。計測項目は、荷重、スパン中央と支点および接合目地から両側 20mm の位置の鉛直変位、せん断補強鉄筋ひずみ、引張鉄筋ひずみ、等曲げ区間と接合目地下端のひび割れ幅である。接合目地の開口幅の計測は、接合目地をまたぐように  $\pi$  ゲージを接合目地下端に取り付け、計測した。

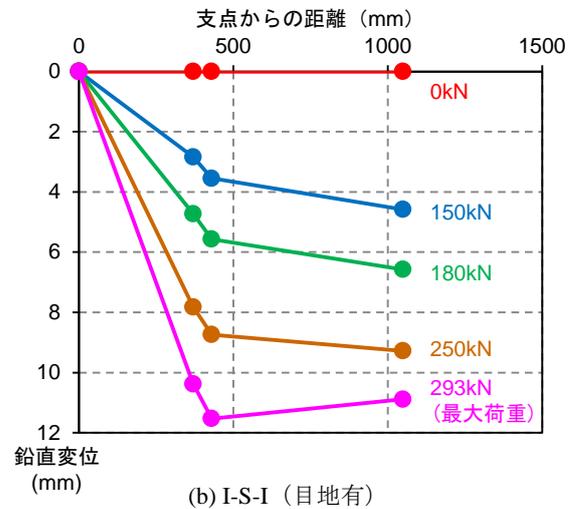
### 3. 実験結果と考察

#### 3.1 接合目地の有無による影響

図-2 に接合目地の無い N-S-I と接合目地を有する I-S-I の荷重-変位曲線を、図-3 に最大荷重時の N-S-I と I-S-I のひび割れ性状を示す。接合目地のない N-S-I では、せん断補強鉄筋の降伏、斜めひび割れの載荷点への到達まで緩やかに荷重が増加し、300kN 程度で荷重が低下した。接合目地を有する I-S-I では、荷重が 180kN の際に、支点と載荷点を結ぶような斜めひび割れ(図中太線)が発生し、荷重が一時的に低下した。その後、再び荷重が増加し、接合目地のない N-S-I と同程度まで荷重



(a) N-S-I (目地なし)



(b) I-S-I (目地有)

図-4 接合目地の有無によるたわみの違い

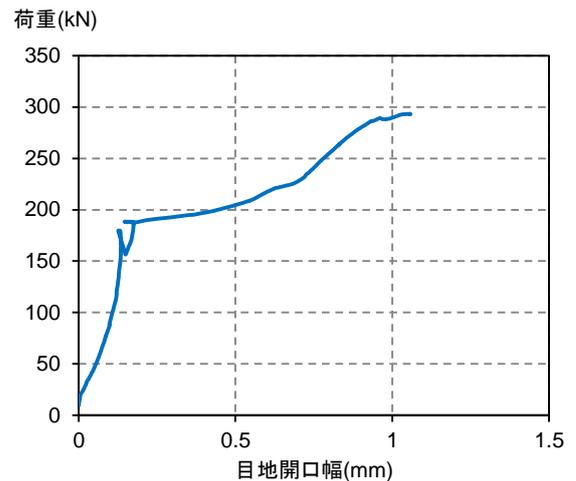


図-5 荷重と接合目地下端における開口幅の関係 (I-S-I)

が増加した。この一時的な耐力低下は、接合目地を有するいずれの供試体でも確認された。

図-4 に N-S-I と I-S-I の各荷重レベルにおける支点からの距離と鉛直変位の関係、図-5 に I-S-I の接合目地下端の開口幅と荷重の関係を示す。N-S-I では斜めひび割れ発生前の 150kN から最大荷重まで、最大曲げモーメン

ト位置における鉛直変位が最大となった。一方、I-S-Iでは最大荷重前の250kNまではN-S-Iと同様のたわみ分布となっていたが、最大荷重時には接合目地近傍の鉛直変位がスパン中央の値を上回った。このことから、接合目地を有することによって、RCはりには接合目地を起点として大きくたわみ、破壊に至ることが確認された。

また、図-5より、接合目地を有するI-S-Iでは、荷重が180kN付近で、斜めひび割れが圧縮域を貫通するまでは、接合目地の開口は緩やかであったものの、斜めひび割れが貫通したあとは、接合目地下端が大きく拡幅していくことが確認された。

### 3.2 セン断補強方法による影響

スリーブのせん断補強鉄筋を集約配筋したI-S-I、せん断スパン内にせん断補強鉄筋を持たないI-S-N、スリーブ上に均等配筋したI-S-Uの破壊性状を比較する。図-6にI-S-I、I-S-N、I-S-Uの荷重-変位曲線、図-7にI-S-N、I-S-Uの最大荷重時のひび割れ性状を示す。

せん断補強鉄筋が集約配筋されているI-S-Iは支点と載荷点を結び、せん断スパン全体を横切るような斜めひび割れによって破壊した。一方、せん断補強鉄筋の無いI-S-Nは荷重が150kNのとき、支点と載荷点を結ぶような斜めひび割れが一部、接合目地に沿うように発生しており、接合目地から支点にかけてはスリーブに沿うようにしてひび割れが進展して破壊した。一方、せん断補強鉄筋を均等配筋としたI-S-Uは、集約配筋としたI-S-Iの最大荷重をやや上回る303kNとなった際に、接合目地から載荷点に向かう斜めひび割れがやや開口するとともに荷重が一度低下した。しかし、再度荷重が増加し、最終的には接合目地から載荷点にかけてのひび割れが大きく開口し、最大荷重が313kNとなったときに破壊した。これよりスリーブ上のせん断補強鉄筋を均等配筋をしたI-S-Uでは、スリーブ上に均等配筋したせん断補強鉄筋が斜めひび割れ発生後の応力の再分配に貢献し、荷重を保ちつつ大きく変形したと考えられる。

### 3.3 スリーブ位置による影響

スリーブを接合目地に対し支点側に配置したI-S-Iと載荷点側に配置したI-L-Iを比較する。図-8にI-S-IとI-L-Iの荷重-鉛直変位曲線を示す。I-L-Iでは最大荷重までに顕著な荷重低下は認められなかった。さらに、I-L-Iの方が最大荷重は大きくなっていった。

図-9にI-S-IとI-L-Iの荷重120kNと180kN時および両供試体の最大荷重時のひび割れ性状を示す。I-S-IとI-L-Iでは最大荷重時ではともに、支点と載荷点を結ぶような斜めひび割れによって破壊した。I-S-Iでは支点と載荷点を結ぶような斜めひび割れ(図中①)が発生したのち、斜めひび割れが拡幅して破壊に至った。しかし、I-L-Iでは、まず接合目地が開口し、接合目地を起点とした斜

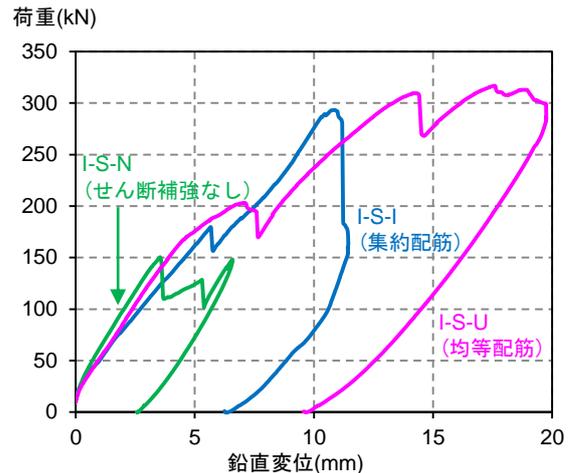


図-6 セン断補強方法による荷重-鉛直変位関係

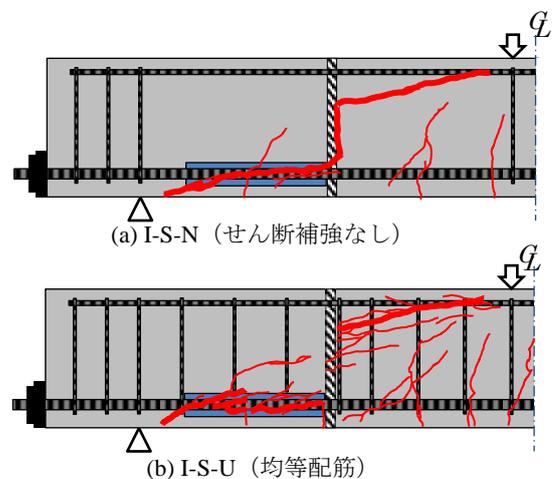


図-7 セン断補強方法による最大荷重時のひび割れ性状

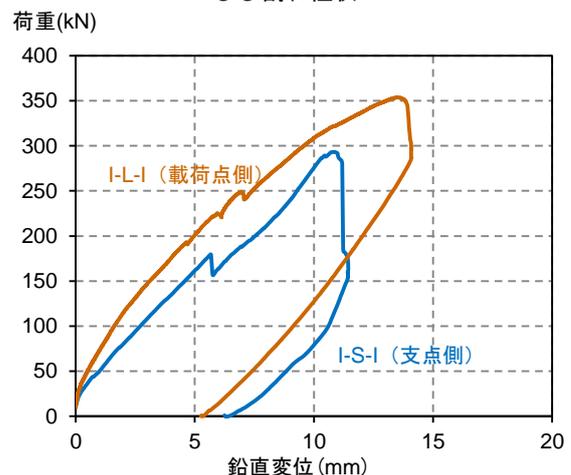


図-8 スリーブ位置による荷重-鉛直変位関係

めひび割れ(図中②)が発生した。その後、集約区間にひび割れ(図中③)が発生、進展して最終的には支点と載荷点を結ぶような斜めひび割れ(図中④)によって破壊した。荷重が180kNのときのひび割れ性状を比較すると、I-S-Iでは接合目地から支点の間に斜めひび割れが発生していたが、I-L-Iでは接合目地から支点の間には斜めひび割れが発生していなかった。一般的にコンクリート

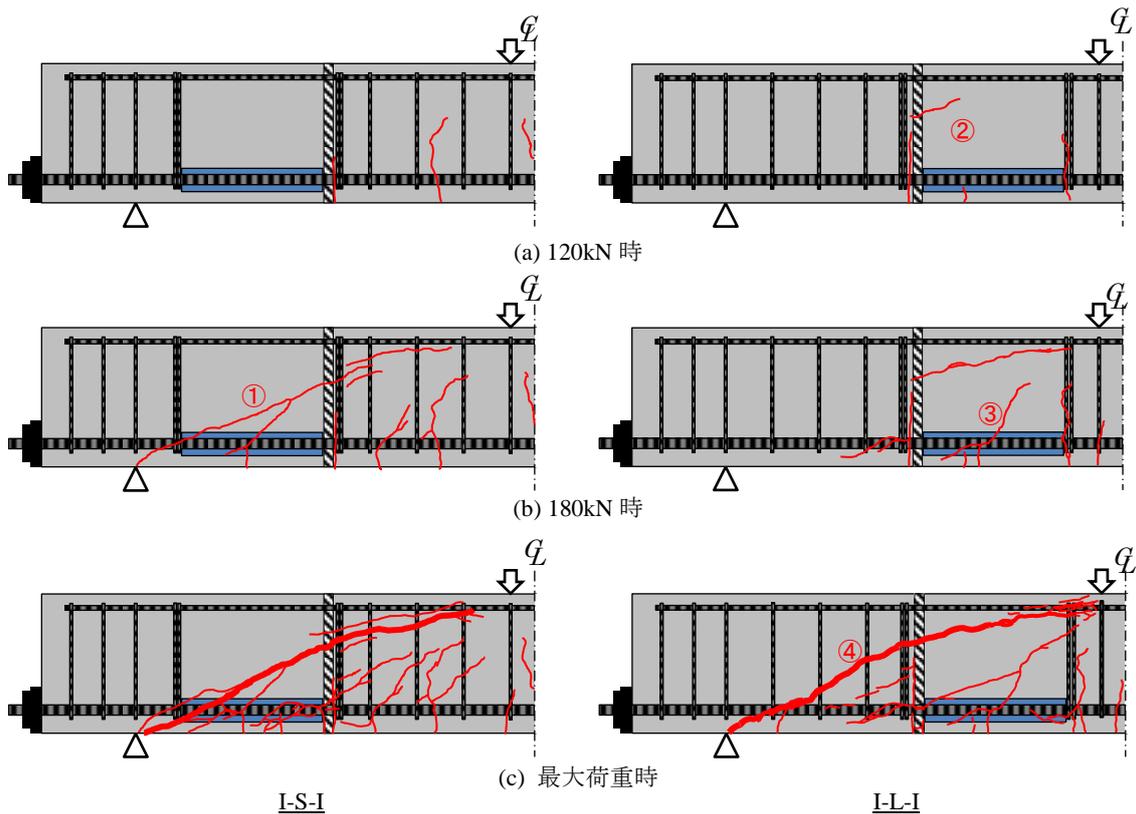


図-9 スリーブ位置の違いによるひび割れ進展状況

が受け持つせん断力は、斜めひび割れ後には低下していくと考えられている。しかし、破壊に直結するような斜めひび割れが遅く発生することで、本来、低下すると考えられているコンクリートが受け持つせん断力が破壊直前まで維持されたと考えられる。これらのようにスリーブを接合目地に対して異なる位置に配置することによって、ひび割れの発生順序が変化し、せん断耐力に影響を与えたと考えられる。

### 3.4 計算値と実験値の比較

コンクリートの圧縮強度の実験値とそれを用いて求めた計算せん断耐力、実験におけるせん断耐力を表-4に示す。せん断耐力の計算には修正トラス理論を用いて式(1)~(3)から算出した。なお、コンクリート部分が受け持つせん断耐力については文献<sup>6)</sup>から式(2)を使用した。

$$V_{u\_cal} = V_{c\_cal} + V_{s\_cal} \quad (1)$$

$$V_{c\_cal} = 0.2f_c^{1/3}p_w^{1/3}(d/1000)^{-1/4}[0.75 + 1.4/(a/d)]bd \quad (2)$$

$$V_{s\_cal} = A_w f_{wy} z / s \quad (3)$$

ここで、 $V_{u\_cal}$ ：計算せん断耐力 (kN)、 $V_{c\_cal}$ ：コンクリートが受け持つ計算せん断耐力(kN)、 $V_{s\_cal}$ ：せん断補強鉄筋が受け持つ計算せん断耐力(kN)、 $f_c$ ：コンクリート圧縮強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $d$ ：有効高さ(mm)、 $p_w$ ：引張鉄筋比、 $a/d$ ：せん断スパン比、 $b$ ：部材幅(mm)、 $A_w$ ：せん断補強鉄筋断面積(mm<sup>2</sup>)、 $f_{wy}$ ：せん断補強鉄筋の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)、 $z$ ：モーメントアーム長=7d/8(mm)、 $s$ ：せん断補強鉄筋間隔(mm)である。

なお、集約配筋とスリーブの影響は考慮せず、スリーブと集約配筋を行っていないRCはりとして計算値を算出した。

荷重実験の結果、せん断補強鉄筋を有する供試体の耐力は、計算値より20~50%程度上回っていた。また、せん断補強鉄筋のないI-S-Nは7%程度と、やや安全側の結果となった。いずれの試験体においても実験値が計算値を上回り、修正トラス理論に基づいて式(1)~(3)からせん断耐力を計算することで安全側の評価となった。

また、最大荷重時における顕著な斜めひび割れを横切るせん断補強鉄筋のひずみからせん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力の実験値 $V_{s\_exp}$ を求め、せん断耐力 $V_{u\_exp}$ との差をコンクリート部分が受け持つせん断耐力の実験値 $V_{c\_exp}$ として算出した。その結果、表-4に示すとおり、最大荷重時にせん断補強鉄筋が受け持つせん断力は計算値を大きく超える傾向が認められた。

次に集約配筋したI-S-Iと均等配筋したI-S-Uの $V_s$ の差異について検討する。斜めひび割れ発生前は梁機構が支配的であり、斜めひび割れ発生後から最大荷重にかけてはアーチ機構が支配的になるという報告がある<sup>7)</sup>。梁機構からトラス機構分を差し引くと、コンクリートが受け持つせん断力になり、これは斜めひび割れ後に低下するとされている。また、せん断補強鉄筋間隔が長くなるとダウエル変形を引き起こしやすいが、集約配筋をした場合、ダウエル変形が拘束されるという報告もあ

表-4 せん断耐力の計算値と実験値

供試体	$f'_c$ (N/mm <sup>2</sup> )	計算値 (kN)			実験値 (kN)		
		$V_{c\_cal}$	$V_{s\_cal}$	$V_{u\_cal}$	$V_{c\_exp}$	$V_{s\_exp}$	$V_{u\_exp}$
N-S-I	42.5	67.8	50.0	117.8	45.8 [0.68]	105.5 [2.11]	151.3 [1.29]
I-S-I	44.2	68.7	50.0	118.7	41.4 [0.60]	105.2 [2.11]	146.6 [1.24]
I-S-N	47.7	70.5	—	70.5	75.2 [1.07]	—	75.2 [1.07]
I-S-U	46.8	70.0	50.0	120.1	92.4 [1.31]	63.4 [1.27]	154.8 [1.29]
I-L-I	42.5	67.8	50.0	117.8	72.0 [1.06]	104.9 [2.10]	176.9 [1.50]

表中の[ ]内の数字は計算値に対する実験値の比率

る<sup>8)</sup>。しかし、斜めひび割れ発生後、スリーブ端部のせん断補強鉄筋が少ないと鉛直方向に引き上げる力が弱くなり、曲げ剛性が大きいスリーブにおいてもダウエル変形を引き起こし、その結果、トラス機構の維持が難しくなり、スリーブ部を集約配筋した I-S-I に比べて均等配筋した I-S-U の  $V_s$  が小さくなったと考えられる。また、2.1 節で述べたように、スリーブと鉄筋は十分に定着されており、スリーブから鉄筋の拔出しはないと考えられるため、スリーブによるダウエル作用が期待できる。スリーブの径が引張鉄筋の約 2 倍あるため、ダウエル作用によりコンクリートが受け持つせん断力  $V_c$  が、スリーブを持たない RC はりの  $V_c$  よりも大きくなると考えられる。その上、接合目地に沿うひび割れ上の骨材のかみ合わせにより、 $V_c$  が接合目地を持たない RC はりよりも大きくなることで、接合目地を持ちせん断補強鉄筋がスリーブ上に均等配筋された I-S-U の最終的なせん断耐力は I-S-I と同程度になったと考えられる。

#### 4. 結論

本研究では接合目地の有無、せん断補強方法、スリーブ位置をパラメータとした 5 体の RC はり供試体について載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 接合目地を有している RC はりのせん断耐力は接合目地を有していない RC はりと同等となり、接合目地がせん断耐力に及ぼす影響が小さいことを確認した。ただし、接合目地を有する場合は、斜めひび割れが接合目地に沿って進展した際に一時的にせん断耐力が低下する可能性があることを確認した。
- 2) スリーブ端部にせん断補強鉄筋を集約させた場合にも、せん断補強鉄筋を均等に配置した場合と同程度のせん断補強効果が認められた。
- 3) 接合目地の存在やスリーブの配置位置は、RC はりのひび割れ性状に大きく影響を及ぼすことが明らかになった。接合目地がある場合は、斜めひび割れは接合目地に沿って進展した。

- 4) 接合目地とモルタル充てん継手を有する RC はりにおいて、目地の存在等によってひび割れ性状は異なるものの、せん断耐力を修正トラス理論によって安全側に評価できることを確認した。

#### 参考文献

- 1) 日本スプライススリーブ株式会社：NMB スプライススリーブ鉄筋継手を用いた RC 造梁のせん断補強鉄筋集約配筋工法の設計・施工要領，2013
- 2) 公益財団法人鉄道総合研究所：モルタルスリーブ継手を用いたプレキャストラーメン高架橋の設計・施工指針，2015
- 3) 例えば、山元雄亮ほか：集約せん断補強を行ったモルタル充填式継手を有する梁部材の構造性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27, No.2, pp.721-726, 2005
- 4) 安田瑛紀，松本浩嗣，松本智夫，二羽淳一郎：モルタル充填式継手と集約配筋が RC はりのせん断性状に与える影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.37, No.2, pp.517-522, 2015
- 5) 玉井真一，増田芳久：せん断補強鉄筋を有しないプレキャストブロック RC はりのせん断強度，コンクリート工学年次論文集，Vol.18, No.2, pp.1217-1222, 1996
- 6) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価，土木学会論文集，No.372/V-5, pp.167-176, 1986
- 7) 岩本拓也，中村光，山本佳士，三浦泰人：RC はりのせん断抵抗メカニズムの検討方法に関する基礎的研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.37, No.2, pp.553-558, 2015
- 8) 例えば、小林克己ほか：RC はりのせん断破壊機構を考慮したせん断補強筋の配置とせん断性状に関する実験，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13, No.2, pp.181-184, 1991