

# 論文 主筋周囲に拘束筋を施した RC 梁の付着特性に関する実験的検討

坂本 啓太\*1・阿部 隆英\*2・石田 雄太郎\*3・櫻井 真人\*4

**要旨:** 著者らは、鉄筋コンクリート造梁部材端部の主筋周囲に拘束筋を施することで、主筋の付着性状を改善し、エネルギー吸収性能の向上を目指した研究を行っている。本論文では、拘束筋による補強効果を確認するため、従来梁と補強梁の端部を模擬した試験体を用いて、試験体コンクリート部を貫通させた主筋の載荷実験を行い、付着割裂強度及びポストピーク領域の挙動の違いを確認した。さらに、付着割裂面に生じる平均圧縮応力度について分析し、新たに拘束筋による補強効果を加えた付着割裂強度式を提案した。

**キーワード:** 主筋周囲拘束筋, せん断補強筋, 付着割裂強度, 付着割裂ひび割れ, ポストピーク挙動

## 1. はじめに

多くの鉄筋コンクリート (RC) 造建築物は、梁曲げ降伏先行型の全体崩壊系として設計され、梁部材ではある程度の変形と損傷を許容しつつ、地震エネルギーを吸収することを想定している。一方、近年では安全かつレジリエントで持続可能な都市づくりに向けて、建築物の長寿命化や継続使用性の向上が求められている。また、想定外の巨大地震や繰返し発生する地震動に備えて、所定の耐震性を満足しつつ余力をもった部材性能を有することも重要である。

そのため、著者らは RC 梁におけるヒンジ部の損傷抑制を目指すことで、地震エネルギー吸収性能を向上させる研究を進めている<sup>1)~3)</sup>。特に、梁端部における主筋周囲のコンクリートの健全性向上に着目し、大変形領域においても主筋と周囲のコンクリートの一体性を確保することで、付着割裂破壊を抑制し、梁部材のエネルギー吸収性能が向上すると考えている<sup>2)</sup>。

そこで著者らは、主筋の周囲のコンクリートを拘束する小型の閉鎖型鉄筋 (以下、主筋周囲拘束筋と称する) を図-1 に示すように、梁の端部に配置することを考案した。図-1 に主筋周囲拘束筋を配置した RC 梁 (以下、補強 RC 梁と略記する) の概要を示す。主筋周囲拘束筋は、直方形状に加工した細径の鉄筋であり、隣り合うせん断補強筋の間に配置する。主筋周囲拘束筋の高さは梁せいの概ね 1/4 程度とし、配置間隔は鉄筋のあきやコンクリートの充填性等を考慮して 50~70mm 程度としている。このように主筋周囲拘束筋を配置した補強梁は、以下に示す a)~c) の補強効果が得られると考えられる。

- a) 付着割裂強度の増大による付着割裂破壊の防止
- b) 拘束されたコンクリートの靱性向上
- c) 大変形時の主筋座屈挙動の抑制

上記のような補強効果は、それぞれが独立に作用するものではなく、相互に作用し合うものであるが、着目点を明確にするため敢えて別々に表記している。以上の効果が複合的に作用することで、補強 RC 梁はより優れたエネルギー吸収性能を発揮できると考える。

本論文では、上記 a)~c) の中でも特に影響が大きいと考えられる a) についての効果を検証するため、既往の文献<sup>4)</sup>に倣い、RC 端部を模擬した試験体を製作し、主筋に直接引張力を与える付着要素実験を行った。その結果を基に主筋周囲拘束筋が付着性状に与える影響を考察し、新たな付着割裂強度式の提案を行う。

## 2. 付着割裂要素実験

### 2.1 試験体諸元及びパラメータ

表-1 に試験体一覧を示し、図-2 に試験体詳細を示す。また、表-2 に使用した鉄筋の材料特性を示し、表-3 にコンクリートの圧縮強度を示す。試験体は、主筋周囲拘束筋の有無、せん断補強筋(D13)および主筋周囲拘束筋(D13)の配置間隔を変数とし計 6 体とした。それぞれ配置間隔に応じて配置する列数も変動させている。せん断補強筋の間隔は、実際に梁に適用することを想定して 200mm, 100mm を基本とした。せん断補強筋間に配置す

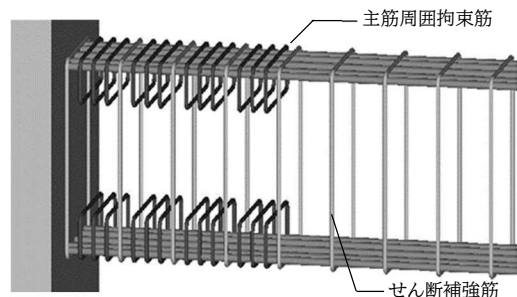


図-1 主筋周囲拘束筋を配置した RC 梁の概要

\*1 飛島建設(株) 技術研究所 研究開発 G 主任研究員 修士 (工学) (正会員)

\*2 飛島建設(株) 技術研究所 研究開発 G 上席研究員 博士 (工学) (正会員)

\*3 飛島建設(株) 技術研究所 研究開発 G 副主任研究員 博士 (工学) (正会員)

\*4 秋田県立大学 システム科学技術学部 建築環境システム学科 准教授 博士 (工学) (正会員)

る主筋周囲拘束筋の間隔は、コンクリートの充填性を考慮して 50mm, 67mm の 2 通りとした。さらに、せん断補強筋と主筋周囲拘束筋がもたらす付着性状の違いを比較するため、せん断補強筋のみ 50mm 間隔で配置した試験体も設けた。ここで、せん断補強筋の間隔は単にせん断補強筋同士の間隔を示すが、主筋周囲拘束筋の間隔については、せん断補強筋を含めた隣り合う主筋周囲拘束筋とせん断補強筋との間隔を示している。試験体はいずれもサイドスプリット型<sup>5)</sup>の破壊形式を想定している。

試験体形状は、図-2 に示すようないわゆる片持ち形式<sup>4)</sup>とした。本試験は、梁の上端筋の付着割裂性状に着眼していることから、主な付着割裂ひび割れの試験領域は上端から 200mm とした。せん断補強筋は、梁の下端まで定着していると仮定し、試験体の最下部まで定着し、スタブにはひび割れ防止筋を配した。また、主筋周囲拘束筋の下端隅部には、定着用の軸筋(D10)を配した。この軸筋は、実際の施工時においても配筋時の主筋周囲拘束筋の仮固定やコンクリート打ち込み時の配筋の乱れを防止するために配置する。このため、梁端部の主筋周囲拘束筋の配置区間のみの配筋とし、柱梁接合部へ定着を行わないことから、部材の曲げ強度には期待していない。

主筋には異形鉄筋(D29)を 4 本配し、想定する主筋の付着評価区間  $L$  は 500mm とした。 $L$  の外側両端 100mm はアンボンド区間として付着を除去することで、 $L$  端部のコンクリート断面の変化による影響に対して配慮した。

コンクリート打設方向は、実際の現場と施工条件を同様にし、試験体天端からとした。また、表-3 に示すコンクリート強度  $\sigma_B$  は、目標値 30N/mm<sup>2</sup> に対する、打設後 4 週~8 週の実験期間の値である。

## 2.2 荷重方法及び変位計測方法

図-3 に加力装置を示す。試験体はスタブの両端に設けた鉛直固定用 PC 棒鋼で緊結し反力梁と固定した。鉛直固定用 PC 棒鋼には試験体スタブの回転を抑えるため初期張力として約 40kN を与えた。荷重方向の反力は反力フレームで受け、反力治具と試験体の隙間には石膏を充填した。引張力は、試験体左側(載荷側)に設置した水平方向のセンターホールジャッキおよび加力用 PC 棒鋼を

表-1 試験体一覧

試験体名	主筋	せん断補強筋		主筋周囲拘束筋	
		列数	間隔[mm]	列数	間隔[mm]
S3P200	4-D29	3	200	-	-
S5P100		5	100	-	-
S9P50		9	50	-	-
S3P200-C4P67		3	200	4	67
S3P200-C6P50		3	200	6	50
S5P100-C4P50		5	100	4	50

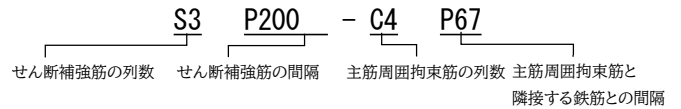


表-2 使用した鉄筋の材料特性

適用部位	鉄筋径(鋼種)	降伏応力 $\sigma_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	引張強度 $\sigma_u$ [N/mm <sup>2</sup> ]	ヤング係数 $E_s$ [ $\times 10^3$ N/mm <sup>2</sup> ]
主筋	D29 (SD390)	432	617	211
せん断補強筋	D13 (SD295)	352	514	186
主筋周囲拘束筋	D13 (SD295)	392	517	178

表-3 コンクリートの圧縮強度

試験体名	圧縮強度 $\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]	試験体名	圧縮強度 $\sigma_B$ [N/mm <sup>2</sup> ]
S3P200	29.7	S3P200-C4P67	29.7
S5P100	29.4	S3P100-C6P50	29.5
S9P50	31.6	S5P100-C4P50	28.6

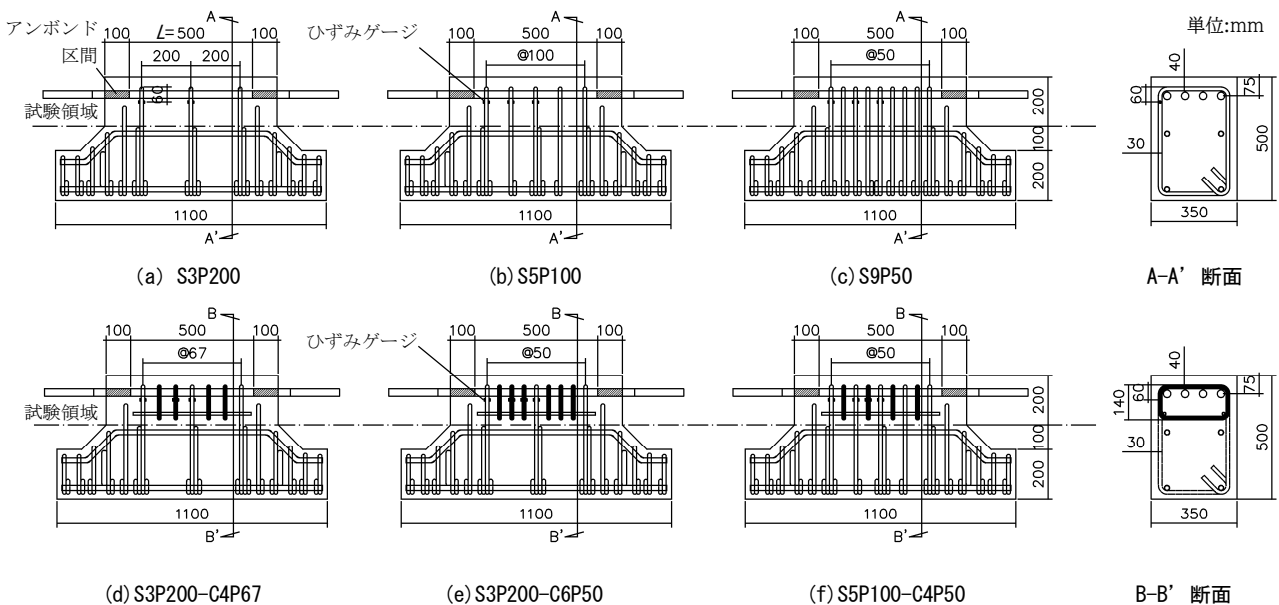


図-2 試験体詳細

用いて与えた。このとき加力用 PC 棒鋼と試験体から露出させた 4 本の主筋(D29)は、2 つの加力治具で緊結し、同一変位で載荷した。また、試験体右側に設けたセンターホールジャッキは正負載荷を計画していたものである。そのため、載荷中は加力用 PC 棒鋼の先端に取付けたナットを緩めておくことで、載荷側と反対側の主筋は自由端とした。荷重の値はセンターホールジャッキと固定ナットの間で設けたロードセルにより計測した。

### 3 実験結果

#### 3.1 荷重 $P$ -すべり量 $\delta$ 関係

図-4 に制御に用いた変位計測位置を示し、図-5 に荷重  $P$ -すべり量  $\delta$  関係を示す。 $\delta$  は純粋な主筋のすべり量を実験から求めるため、制御で用いた変形計の値からスタブの浮上りおよびひび割れによる回転の水平成分を差し引いた。また、スタブおよび試験体の面外方向の回転による水平成分も差し引き、さらに図-2 に示すアンボンド区間の主筋の伸びも差し引いた。

図-5(a)~(c) より、せん断補強筋のみの試験体 S3P200, S5P100, S9P50 は、 $\delta=1.5\text{mm}$  付近で付着割裂ひび割れが生じ、その前後で最大荷重  $P_{\max}$  に達した後、大きな荷重低下がみられた。つまりせん断補強筋のみの試験体の  $P_{\max}$  は、付着割裂ひび割れが生じた時点の荷重が付

着強度となる。せん断補強筋量が多くなるほど  $P_{\max}$  は大きく  $P_{\max}$  以降の荷重低下も緩やかになる傾向が見られた。

図-5(d)~(f) より、主筋周囲拘束筋を有する試験体 S3P200-C4P67, S3P200-C6P50, S5P100-C4P50 の  $P$ - $\delta$  関係は、 $\delta=2.0\text{mm}$  付近において、付着割裂ひび割れが発生し、大きな荷重低下が生じた。これは、せん断補強筋のみの試験体と同様の傾向であった。しかし、主筋周囲拘束筋を有する試験体は、その後も荷重が増大し、S3P200-C4P67, S5P100-C4P50 は、 $\delta=3\text{mm}$  程度で、S3P200-C6P50 は、 $\delta=5.5\text{mm}$  付近で  $P_{\max}$  に至った。主筋周囲拘束筋の有無に着目すると、いずれの試験体も主筋周囲拘束筋を付加することによって  $P_{\max}$  が増大し、 $P_{\max}$  後の荷重低下が緩やかになった。特に、付着割裂ひび割れ発生後も荷重が増大する点は、大きく挙動が異なっている。ここで、付着割裂ひび割れ発生時付近の最大荷重点を A 点、その後荷重が低下した点を B 点、再度荷重が増大して  $P_{\max}$  に到達した点を C 点と定義する。

また、S9P50, S5P100-C4P50 および S3P200-C6P50 を比較すると、これらはせん断補強筋および主筋周囲拘束筋を足し合わせた鉄筋量は同じであるが、主筋周囲拘束筋の割合が増加するにつれて  $P_{\max}$  が増大し  $P_{\max}$  到達時の  $\delta$  も増大していることがわかる。以上より、主筋周囲拘束筋の有無によって、付着割裂ひび割れ後の  $P$ - $\delta$  関係

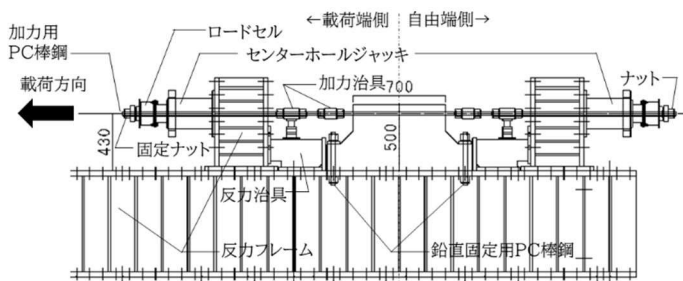


図-3 加力装置

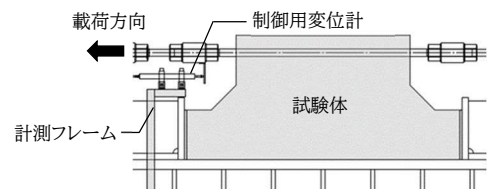


図-4 制御に用いた変位計測位置

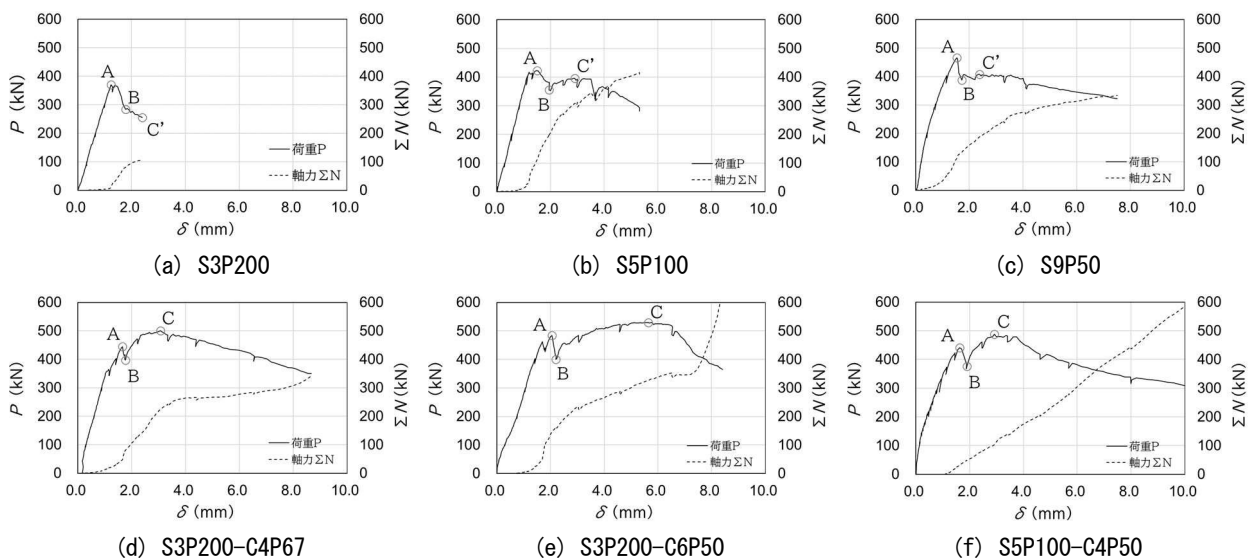


図-5 荷重  $P$ -すべり量  $\delta$  関係 ( $\Sigma N$  併記)

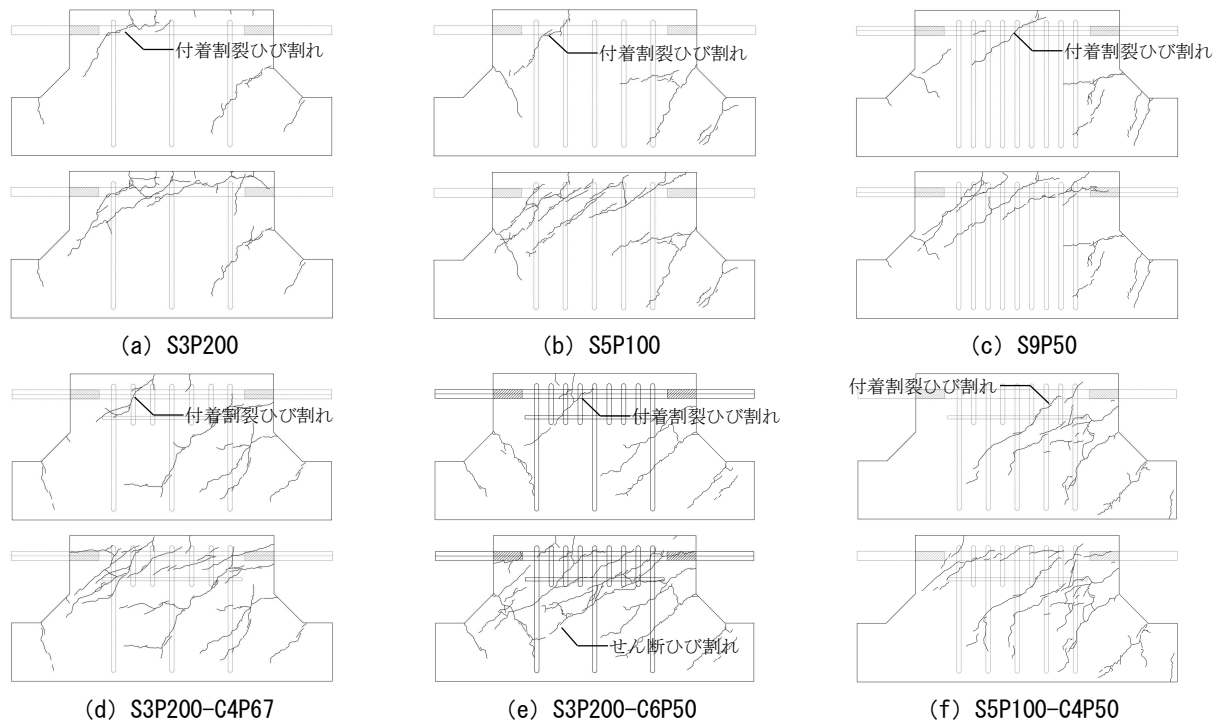


図-6 全試験体のひび割れ状況 [各上段：A～B点，各下段：C，C'点]

に顕著な違いが生じていることがわかる。

### 3.2 破壊形式

図-6に、全試験体のA～B点，C点におけるひび割れ状況を示す。せん断補強筋のみの試験体は、C点がないため、最終破壊状況およびB点以降の最大荷重点をC'点と定義してひび割れ状況を示す。S3P200については、载荷終了時をC'点とする。A点においてS5P100-C4P50を除く試験体で、主筋の節の支圧抵抗が主筋周囲のコンクリートを押し広げるリングテンション<sup>5)</sup>の影響と見られる縦方向のひび割れが主筋上部のかぶりコンクリート位置に確認できた。また、全ての試験体のA点において、主筋を斜めに横切る付着割裂ひび割れが発生した。A点における荷重低下は、このひび割れに起因しているものと考えられる。その後、試験体中央部の斜めひび割れが増加した。S3P200-C6P50を除く試験体では、主筋位置の水平方向のひび割れが徐々に繋がり、付着割裂破壊に至った。さらに、せん断補強筋および主筋周囲拘束筋の鉄筋量が増えるにつれて、ひび割れが分散傾向にあることがわかる。S3P200-C6P50については、付着区間では主筋に沿う水平方向のひび割れが少なく、付着割裂破壊には至らず、試験体全体を横切るせん断破壊が生じた。

続いて、せん断補強筋および主筋周囲拘束筋が付着割裂ひび割れに及ぼす拘束効果について推察する。図-7に付着割裂ひび割れに対する拘束効果の概念を示す。付着割裂ひび割れは、局所的なせん断ひび割れの連なりとして発生する。このときせん断補強筋および主筋周囲拘束筋には、図-7に示すように、このせん断ひび割れの開きを拘束する補強筋の軸方向の軸力 $N_{STP}$ 、 $N_{CCM}$ が生じ

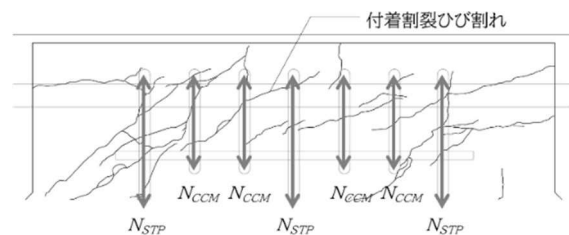


図-7 付着割裂ひび割れの拘束効果の概念図

る。この $N_{STP}$ 、 $N_{CCM}$ に対して、せん断補強筋は直線定着となっているが、主筋周囲拘束筋は梁幅方向に折り曲げ定着となっている。そのため、主筋と周囲のコンクリートの一体性は高く保たれ、C点のように主筋全域に付着割裂ひび割れが生じてても荷重を保持できると考えられる。つまり、A～B点にかけて付着割裂ひび割れが生じてても、その後ひび割れの開きを主筋周囲拘束筋が抑制することで、鉄筋のリップによる抵抗やひび割れ面の噛み合い抵抗により荷重を保持できたと推察される。

### 4 付着割裂面に生じる鉛直方向の平均圧縮応力度 $\sigma_c$ に着目した付着割裂強度式の提案

主筋のリングテンション作用やコンクリートひび割れ面の噛み合い抵抗により作用する鉛直方向の応力により付着割裂面を介して発生する鉄筋の引張軸力は、その反力として付着割裂ひび割れ面に圧縮応力をもたらす。この圧縮応力により付着割裂ひび割れの開きは抑制されると考える。そこで、本章ではせん断補強筋や主筋周囲拘束筋の引張軸力から付着割裂面に生じる平均圧縮応力度 $\sigma_c$ を推定した上で、付着割裂強度式を提案する。

#### 4.1 付着割裂面に生じる噛み合い抵抗

3.1 節で述べた通り、せん断補強筋のみの試験体は、A～B 点以降、付着割裂ひび割れ発生時の  $P$  を超えることはない。一方で、主筋周囲拘束筋を有する試験体は、A～B 点以降、再び  $P$  が増大し付着割裂ひび割れ時の A 点の  $P$  を超えて、C 点に達し、緩やかに  $P$  が低下していく。これは、文献 6) にも述べられているように、ひび割れ面のコンクリートおよび骨材の噛み合い抵抗によるものと考えられる。この噛み合い抵抗を直接評価するには、より緻密で高度な実験を数多く行う必要がある。さらに、噛み合い抵抗に加えて主筋の節による支圧抵抗も荷重には影響し、これら両者を分けて評価することは困難である。そのため本章では、付着割裂面を図-8 のように定義し、両者の抵抗機構を併せて付着割裂面に生じる鉛直方向の平均圧縮応力度  $\sigma_0$  として評価する。

#### 4.2 せん断補強筋および主筋周囲拘束筋に生じる軸力

図-2 に示した各試験体のせん断補強筋および主筋周囲拘束筋に貼り付けた 2 枚のひずみゲージの値から、C 点または C' 点における両者の鉄筋に生じる軸力  $N$  を式(1)により算出し、計測した鉄筋本数で平均化した  $aveN_{STP}$  および  $aveN_{CCM}$  を表-4 に示す。

$$N = \frac{\epsilon_1 + \epsilon_2}{2} \times E \times A \quad (1)$$

ここに  $\epsilon_1, \epsilon_2$  は鉄筋両面のひずみの値、 $E$  はせん断補強筋および主筋周囲拘束筋のヤング係数(N/mm<sup>2</sup>)、 $A$  はせん断補強筋および主筋周囲拘束筋の断面積(mm<sup>2</sup>)とする。

図-5 の荷重  $P$ —すべり量  $\delta$  関係に、(1)式で算出した  $aveN_{STP}$ 、 $aveN_{CCM}$  に本数を乗じた  $\Sigma N$  を併記している。各時点の軸力挙動に着目すると付着割裂ひび割れが生じた A～B 点にかけては、せん断補強筋および主筋周囲拘束筋の両者ともに急激に軸力が増大している。この時点のひび割れは、付着割裂ひび割れのみが主に生じているた

表-4 軸力算定結果

試験体名	$aveN_{STP}$ (kN)	$k_{STP}$	$n_{STP}$ (本)	$\Sigma N_{STP}$ (kN)	$aveN_{CCM}$ (kN)	$k_{CCM}$	$n_{CCM}$ (本)	$\Sigma N_{CCM}$ (kN)	$expN_0$ (kN)	$\sigma_0$ (N/mm <sup>2</sup> )
S3P200	17.2	0.334	6	34.4	-	1.00	-	-	34.4	0.20
S5P100	30.8	0.334	10	102.6	-	1.00	-	-	102.6	0.59
S9P50	10.4	0.334	18	62.6	-	1.00	-	-	62.6	0.36
S3P200-C4P67	16.5	0.334	6	33.1	19.9	1.00	8.0	159.2	192.3	1.10
S3P200-C6P50	27.0	0.334	6	54.1	13.7	1.00	12.0	164.9	219.0	1.25
S5P100-C4P50	9.3	0.334	10	31.2	6.9	1.00	8.0	55.5	86.7	0.50

※S5P200, S5P100-C4P50 を除く  $aveN_{STP}$ 、 $aveN_{CCM}$  の各平均値は 21.2kN, 16.8kN

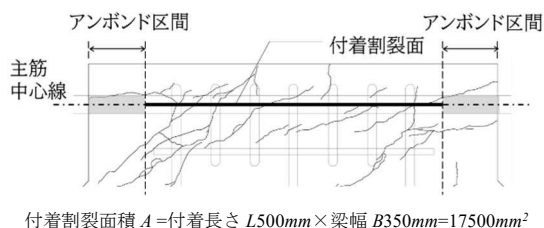


図-8 仮定した付着割裂面

め、両者共に付着割裂ひび割れの開きを抑えるような挙動を呈していると考えられる。

#### 4.3 せん断ひび割れによるせん断補強筋の軸力低減

図-9 に想定されるせん断補強筋と主筋周囲拘束筋の鉄筋伸び区間  $L_c$  を、 $L_{STP}$  および  $L_{CCM}$  として示す。 $L_c$  は、主筋中心位置から最も離れたひび割れ位置までの長さとして定義する。同図に示すように、せん断補強筋を横切るひび割れは主筋から離れた位置に生じるのに対し、主筋周囲拘束筋を横切るひび割れは主筋から近い位置で生じている。ここで、S5P100, S9P50, S3P200-C4P67, S3P200-C6P50 の  $L_{STP}$  および  $L_{CCM}$  を図-10 に示す。ばらつきはあるものの  $L_{STP}$  は  $L_{CCM}$  より大きい値となっている。平均値は  $L_{STP}$  が 176.3mm,  $L_{CCM}$  が 69.4mm であり、その比は 0.394 となった。これより、 $L_c$  区間内での鉄筋の伸び  $\Delta L_c$  に違いが生じ、この  $\Delta L_c$  が大きいほど主筋を横切る付着割裂ひび割れを抑制する効果が小さくなると考えられる。そのため、ここでは主筋を横切る付着割裂ひび割れに対してせん断補強筋が抑制する効果を、 $L_c$  に比例すると仮定する。したがって、C 点におけるせん断補強筋が付着割裂ひび割れに寄与する軸力には、前節で算出したせん断補強筋の軸力に低減係数  $k_{STP}=0.394$  を考慮する。

#### 4.4 付着割裂面に生じる鉛直方向の平均応力度 $\sigma_0$

前述した  $aveN_{STP}$ 、 $k_{STP}$  を用いて式(2)、式(3)により算出した  $\Sigma N_{STP}$ 、 $\Sigma N_{CCM}$  と、付着割裂面に想定される両者を足し合わせた軸力  $expN_0$  を表-4 に示す。さらに  $expN_0$  を付着割裂面積  $A$  で除した平均圧縮応力度  $\sigma_0$  を併せて示す。

$$\Sigma N_{STP} = aveN_{STP} \times k_{STP} \times n_{STP} \quad (2)$$

$$\Sigma N_{CCM} = aveN_{CCM} \times k_{CCM} \times n_{CCM} \quad (3)$$

ここに、 $k_{CCM}$  は 1.00、 $n_{STP}$  はせん断補強筋の本数、 $n_{CCM}$  は主筋周囲拘束筋の本数とする。

表-4 より、S3P200 および S5P100-C4P50 は他の試験

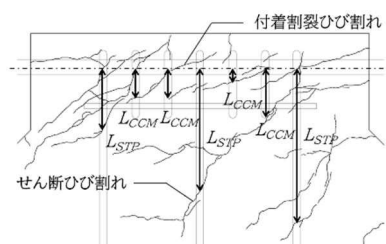


図-9 想定される鉄筋伸び区間 (ST3P200-C4P67)

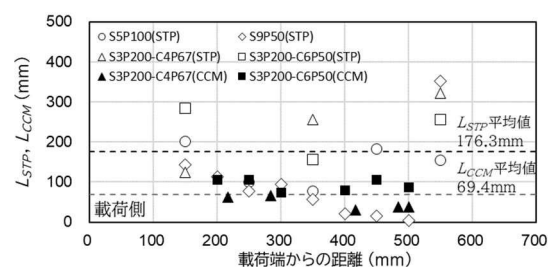


図-10 各試験体の  $L_{STP}$  および  $L_{CCM}$

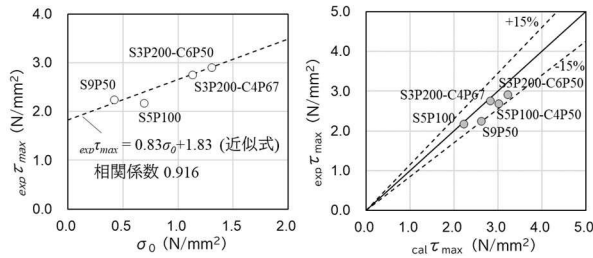


図-11  $exp \tau_{max} - \sigma_0$ 関係

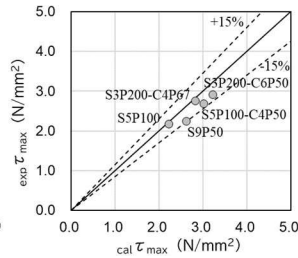


図-12  $exp \tau_{max}, cal \tau_{max}$ 比較

体より軸力が低い値となっている。S3P200 については、C'点において荷重が大きく低下していること、S5P100-C4P50 については、せん断ひび割れが載荷側と反対側から発生しており、ひずみゲージを貼り付けている鉄筋位置で軸力が増大していないためと考えられる。

また、他の試験体においても軸力の値にばらつきがある。これは、ひび割れ発生位置とひずみ計測位置の関係による影響が大きいと考えられる。そのため、次節以降の提案は平均値を用いて概括的に評価することを目指す。

#### 4.5 $\sigma_0$ に基づく $cal \tau_{max}$ の算定式の提案

表-4 に示した  $\sigma_0$  と式(4)で算出される実験から得られた付着割裂強度  $exp \tau_{max}$  の関係を図-11 に示す。S3P200 および S5P100-C4P50 については、前述の理由によりプロットしていない。本節では、主筋周囲拘束筋を有する RC 梁の C 点の強度式を提案することを目的としている。しかし、せん断補強筋のみの場合も図-5 で示した C'点のようにせん断補強筋の軸力は増大しており、そこに P との相関性はあると考えられる。そのため、S5P100, S9P50 については、C'点の P を  $P_{max}$  と置き換えて算出する。

$$exp \tau_{max} = \frac{P_{max}}{d_b \times \pi \times L \times n} \quad (4)$$

ここに、 $d_b$  は主筋呼び径(=29mm)、 $L$  は付着有効長さ(=500mm)、 $n$  は主筋本数とする。

図-11 より、 $exp \tau_{max}$  と  $\sigma_0$  には一次近似式で概ねの傾向を推定できることがわかる。つまり、 $\sigma_0$  を算出することで、 $exp \tau_{max}$  を求めることができると考えられる。よって、式(5)~式(7)のように  $\sigma_0$  の算出式を構築し、式(8)に付着割裂強度  $cal \tau_{max}$  の計算式を提案する。

$$\sigma_0 = \frac{(k_{STP} \cdot N_{STP}) + (k_{CCM} \cdot N_{CCM})}{b \cdot s} \quad (5)$$

$$N_{STP} = n_{STP} \cdot \sigma_T \cdot A_{STP} \quad (6)$$

$$N_{CCM} = n_{CCM} \cdot \sigma_T \cdot A_{CCM} \quad (7)$$

ここに、 $k_{STP}$  は 0.394、 $k_{CCM}$  は 1.00、 $\sigma_T$  はせん断補強筋の平均引張応力度で 167N/mm<sup>2</sup>(=平均軸力 21.2kN/1 本の鉄筋断面積 127mm<sup>2</sup>)、 $A_{STP}$  はせん断補強筋 1 本の断面積(mm<sup>2</sup>)、 $\sigma_T$  は主筋周囲拘束筋の平均引張応力度で 132N/mm<sup>2</sup>(=平均軸力 16.8kN/1 本の鉄筋断面積 127mm<sup>2</sup>)、 $A_{CCM}$  は主筋周囲拘束筋 1 本の断面積(mm<sup>2</sup>)とした。

$$cal \tau_{max} = 0.83\sigma_0 + 1.83 \quad (8)$$

図-12 に、付着割裂要素実験による付着割裂強度  $exp \tau_{max}$  と式(5)~式(8)により計算した付着割裂強度  $cal \tau_{max}$  の比較を示す。いずれも概ね±15%以内で評価できている。また、ひずみから引張軸力を想定できなかった S5P100-0-C4P50 においても提案式にて  $cal \tau_{max}$  を評価できている。

## 5. 結論

本論文では、材端に主筋周囲拘束筋を施した RC 梁を模した付着割裂要素実験の結果から主筋周囲拘束筋の効果について考察し、付着割裂強度式の提案を行った。以下に得られた知見について列記する。

- 1) 荷重 P—すべり量  $\delta$  関係より、主筋周囲拘束筋を有する試験体は、付着割裂ひび割れ発生時(A 点)に一度荷重低下(B 点)を生じるものの、それ以降も荷重が増大し最大荷重  $P_{max}$ (C 点)に到達することがわかった。
- 2) せん断補強筋および主筋周囲拘束筋の鉄筋量に応じて付着割裂面に生じる鉛直方向の平均圧縮応力度  $\sigma_0$  を考慮した新たな付着割裂強度算出式を提案した。
- 3) 提案式による  $cal \tau_{max}$  と実験結果の比較より、算定値は実験結果を±15%以内の精度で評価が可能であることを示した。

## 謝辞

本研究は共同研究による取組みの中で行っており、熊谷組の前川利雄氏、鉄建建設の石渡康弘氏の技術協力を得て実施しました。ここに深い謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 坂本啓太ら他 8 名, エネルギー吸収性能向上を目指した主筋周囲拘束補強 RC 梁に関する実験的研究(その 1), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp213-214, 2022.7
- 2) 阿部隆英ら他 8 名, エネルギー吸収性能向上を目指した主筋周囲拘束補強 RC 梁に関する実験的研究(その 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp215-216, 2022.7
- 3) 櫻井真人ら他 8 名, エネルギー吸収性能向上を目指した主筋周囲拘束補強 RC 梁に関する実験的研究(その 4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp219-220, 2022.7
- 4) 森田司郎, 藤井栄, 三森義隆: 割裂きをともなう付着強度についての実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第 1 巻, pp.461-464, 1979 年
- 5) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説(2018): 日本建築学会, 2018 年
- 6) 金子佳生, 三橋博三, MECHANICAL MODEL FOR DIRECT SHER FAILURE OF CONCRETE, 日本建築学会構造系論文集, 第 535 号, pp101-109, 2000.9