論文 横拘束下における補強コンクリート部材の局所付着性状

八十島 章^{*1}·金久保 利之^{*2}

要旨:実部材中での横拘束力を受ける主筋の局所付着性状を定量化することを念頭に置き, 横拘束力を主筋すべり量により変動させた局所付着実験を行った。実験因子は,コンクリー ト強度,主筋径,横拘束力の程度(傾き),主筋の節形状である。実験結果から付着応カー すべり量関係を,応力上昇域はコンクリート圧縮強度,拘束応力の傾き,主筋の節形状,主 筋径で定まる放物線で,応力下降域は節間隔で定まる直線でモデル化した。また,拘束応力 の傾き,コンクリート強度が大きいほど最大付着応力は増大し,最大応力時のすべり量は主 筋の節形状に大きく影響されることが明らかとなった。

キーワード:付着割裂,付着応力,すべり量,拘束力,節形状

1. はじめに

筆者らは、主筋周辺のコンクリートが割裂に よって破壊する付着割裂性状に着目し、付着長 の短い試験体を用いた主筋引抜実験を通して、 補強コンクリート部材の付着性状について検討 している。柱や梁のような補強コンクリート部 材の局所付着性状は、横補強のない場合の局所 付着応力ーすべり量関係に横補強筋による付着 増分を付加することにより表現可能であると推 測される。現在までに、横補強のない場合の付 着応力ーすべり量関係¹⁾はモデル化されている。 また, 文献 2) では, 横拘束力を一定とした局所 実験から付着応力ーすべり量関係をコンクリー ト強度, 横拘束力, 主筋の節形状で定まるバイ リニア型でモデル化している。しかしながら、 片持梁型試験体による付着実験³⁾の局所性状検 討において、最大荷重までは横補強筋の応力が 主筋すべり量とほぼ比例関係にあることが確認 されたため,実部材中の主筋拘束力においても 同様の傾向にあると思われる。本報では、横拘 東力を最大荷重時まで主筋すべり量に対して増 加させ、その後一定とする局所付着実験を行い、 変動因子が局所付着性状に与える影響を考察し, 付着応力ーすべり量関係について検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体・加力方法

試験体概略を図-1に示す。試験体は、中心に 主筋(主筋径 d_b)を1本配した14d_b×14d_b×7d_b の直方体であり、横拘束力を主筋のみに作用さ せるため断面中央部に鉄板とウレタンフォーム でスリットを設け、図中左右のコンクリートブ ロックを完全に分離している。試験区間の付着 長は4d_bで、荷重端および自由端の1.5d_bの区間 は塩ビパイプにより付着を絶縁した。主筋周辺 のコンクリートの面内および面外変形を拘束し



図-1 試験体および加力方法概略

*1 筑波大学大学院(正会員)*2 筑波大学 機能工学系講師 博士(工学)(正会員)

ないように孔を設けた加力板の上に 4 枚のテフ ロンシートを介して試験体を設置し,オイルジ ャッキによる横拘束力を最大荷重時まで主筋す べり量に比例して増大させ,最大以降は最大荷 重時の横拘束力で一定に制御して,主筋を単調 に引抜くことにより加力を行った。また,計測 項目は,主筋引張力,横拘束力,自由端主筋す べり量,コンクリートブロックのひび割れ幅(ス リット間変位)である。

実験因子は、コンクリート強度(目標圧縮強 度 24, 48MPa), 主筋径 (D16, D25), 横拘束力 の主筋すべり量に対する比例定数(傾き:2, 5kN/mm), 主筋の節形状(竹節, ねじ節) であ り、試験体は同一実験因子において3体ずつ作 製した。加力板の孔の直径($2C+d_b$)が周辺コン クリートの面内変形の拘束という観点からかぶ りコンクリートに対応するが, 文献 2) において かぶり厚 (C/d_b) は実験結果に大きく影響しない 因子であることが確認されているため、本実験 ではかぶり厚 C/d_b=2.5 に固定した。試験体の名 称と実験因子の関係を図-2に示す。また,主筋 径 D25 の試験体では、荷重-変位関係で特徴あ る3段階(A~C)で加力を終了して試験体を取 り外し,破壊過程中の主筋周辺コンクリートの 様子を目視で観察した。試験体総数は48体であ る。

2.2 使用材料

使用したコンクリートの力学特性を表-1に、 補強筋の力学特性を表-2に示す。コンクリート は、粗骨材に最大径 20mm の砕石を用いた目標 強度24および48MPaの普通コンクリートである。 補強筋は、公称径16および25mmの異形鉄筋(竹 節、ねじ節)を用いた。なお、鉄筋の断面寸法 は、試験片の体積を実測し、断面が真円である として導出した。さらに、鉄筋の節形状(図-3) をノギスにより測定した節寸法を表-3に示す。 主筋の節方向は、付着抵抗を有効に作用させる ことを考慮して、竹節における縦リブ位置とね じ節における節なし位置をスリット位置になる ように設置した。



図-2 試験体名称

表-1 コンクリートの力学特性

コンク	圧縮強度	割裂強度	弹性係数 (GPa)	
リート	(MPa)	(MPa)		
普通 24MPa	23.6	2.01	22.6	
普通 48MPa	55.5	3.79	29.2	

表-2 補強筋の力学特性

主筋 種別	形状 (断面積)	引張強度 (MPa)	降伏強度 (MPa)	弹性係数 (MPa)	
D16	竹節 (190mm ²)	589	403	188	
	ねじ節 (191mm ²)	600	403	197	
D25	竹節 (485mm ²)	595	403	199	
023	ねじ節 (492mm ²)	595	393	197	



図-3 鉄筋の節形状概略

表-3 主筋の節形状

主筋 種別	節形状 (主筋径)	節高さ <i>h</i> (mm)	節頂部 の幅 w _n (mm)	節間隔 <i>l_n</i> (mm)	節高さ 間隔比 <i>h/l_n</i>
D16	竹節 (15.5mm)	1.03	1.95	10.60	0.097
	ねじ節 (15.6mm)	1.25	1.55	8.38	0.149
D25	竹節 (24.8mm)	2.02	2.23	17.81	0.113
	ねじ節 (25.0mm)	1.73	2.32	9.96	0.174

3. 実験結果

3.1 実験結果の概要

実験結果の一覧を**表**-4に示す。それぞれの実 験値は、同一因子各 3 体の試験体の平均値であ る。なお、付着応力 τ_b は引張荷重を主筋付着全 表面積で除した平均付着応力とし、荷重端すべ り量 s_l はコンクリートの変形を無視し、試験区 間の付着応力を一定として主筋の伸び量を算出 し、自由端すべり量に加えることにより求めた。 また、拘束応力 σ_l および拘束応力の傾き γ は以 下の式により算出した。

$$\sigma_l = \frac{P_l}{d_b \cdot l_b} \tag{1}$$

$$\gamma = \frac{\sigma_l}{s_l} \tag{2}$$

 P_l : 横拘束力, d_b : 主筋径

$$l_b$$
: 付着長, s_l : 荷重端すべり量

3.2 破壊過程

主筋径 D25 である試験体 (T2524-5, N2524-5, T2548-5, N2548-5) では,荷重-変形関係にお いて特徴的な 3 段階 (A~C) で加力を終了し, 試験体を取り出して破壊過程中にある主筋周辺 のコンクリートの様子を観察した。破壊過程検

討試験体(N2524-5)の付着応力-変形関係と破 壊状況を図-4に示す。本実験において荷重-変 形関係に特徴のある段階とは,A:最大荷重の寸 前, B:最大荷重時, C:その後荷重が低下した 時の3段階である。それぞれの段階で変形量と 周辺コンクリートの破壊状況をみると、A では 主筋すべり量とひび割れ幅がほぼ同程度に増加 しており,節間コンクリートは節の前面をすべ り上がると共に若干削り取られていることがわ かる。B では、節の頂部を結ぶところにおいて ひび割れが見られ、節間コンクリートが僅かに 粉体化している。C では、すべり量が 10mm 程 度に達し,節間コンクリートのほとんどが損傷 を受けて削り取られており、節の位置が1個分 移動した状態であることが考えられる。ただし、 AやBに関してひび割れ幅が1mm ほどあり、C において節形状の後が残っていることから節間 コンクリートがすべて削り取られるわけでなく, 厚さ1mm程度の節間コンクリートが残されてい る。荷重が急激に減少していく B~C の範囲では, 節間コンクリートのせん断力に抵抗する面積 (主筋軸方向の抵抗コンクリートの長さ)がす べり量に対して線形に減少していき、付着応力

				拘束						
試験体名	節形状 断面積	主筋 付着長	コンク リート 歌座	応力の 傾き	荷重	付着 応力	拘束 応力	すべり	量(mm)	ひび割 れ幅
			独皮	(MPa/ mm)	(KN)	(MPa)	(MPa)	荷重端	自由端	(mm)
T1624-2	竹節		圧縮	2.0	16.61	5.32	5.08	2.54	2.52	1.32
T1624-5	190mm ²		23.6MPa	5.0	22.21	7.11	10.5	2.12	2.10	0.90
N1624-2	ねじ節	D16 64mm	割裂	2.0	13.68	4.37	3.02	1.56	1.53	1.12
N1624-5	191mm ²		2.01MPa	5.0	18.16	5.79	5.95	1.19	1.17	0.78
T1648-2	竹節		圧縮	2.0	29.03	9.29	5.66	2.77	2.75	1.41
T1648-5	190mm ²		55.5MPa	5.0	32.06	10.26	14.44	2.94	2.91	1.41
N1648-2	ねじ節		割裂	2.0	19.37	6.18	3.65	1.97	1.96	1.53
N1648-5	191mm ²		3.79MPa	5.0	24.25	7.74	8.81	1.73	1.71	1.22
T2524-5	竹節 485mm ²	D25 100mm	圧縮 23.6MPa	45.22	5.79	5.89	3.33	3.30	1.58	
N2524-5	ねじ節 492mm ²		割裂 2.01MPa	Pa 2.0	27.64	3.51	2.56	1.31	1.30	1.07
T2548-5	竹節 485mm ²		圧縮 55.5MPa		53.55	6.86	3.03	4.16	4.13	1.69
N2548-5	ねじ節 492mm ²		割裂 3.79MPa		35.89	4.56	2.27	1.31	1.29	1.40

表-4 実験結果一覧



図-4 破壊過程検討試験体の付着応カー変形関係と破壊過程

ーすべり量関係も直線的に減少する傾向にある と考えられる。また,ひび割れ幅は,すべり量 が節間コンクリートの半分の位置(竹節 8mm, ねじ節 5mm)に移動したときに最大になると推 測され,その最大値はコンクリート強度や横拘 束効果の違いに大きく依存すると思われる。

4. 実験結果の検討

4.1 最大付着応力

最大付着応力と最大荷重時の拘束応力の関係 を図-5に示す。プロットは主筋の節形状および コンクリート強度により区別している。ほぼす べての試験体において、拘束応力が大きくなる と最大付着応力が増大し、コンクリート強度の 違いによる影響も明確にみられる。また、主筋 の節形状による影響はさほど見られず、大きく 影響している因子はコンクリート強度と拘束応 力であることがわかる。

4.2 主筋すべり量

最大付着応力時の主筋すべり量と節高さ・間 隔比 h/l_n の関係を20-6に示す(20中の式は後 述)。なお、主筋すべり量は、主筋径の違いによ る影響を除去するために主筋径で除して基準化 し、プロットはコンクリート強度および拘束応 力の傾きで区別している。節高さ・間隔比が小 さいものほど主筋すべり量が大きくなっている。 また、コンクリート強度および拘束応力の傾き の違いによる影響は大きくないことがわかる。



4.3 ひび割れ幅

最大応力時のひび割れ幅と荷重端すべり量の 関係を図-7に示す。ひび割れ幅wはコンクリー ト界面の主筋からの浮き量を示す意味で2で除 し、主筋の節高さで基準化し、主筋すべり量は 節1個に対するすべりとして節間隔で除して基 準化している。ひび割れ幅はすべり量と関連が あることがわかる。



4.4 付着応力-すべり関係

各試験体の付着応力-荷重端すべり量関係を 図-8に示す。なお、各試験体は、同一因子試験 体3体のうちの平均的な1体の結果を示してお り、付着応力はその試験体の最大付着応力で、 すべり量は主筋径で基準化している。コンクリ ート強度、拘束応力の傾き、主筋の節形状が変 化して最大付着応力および荷重端すべり量が増 減しても、曲線の形状自体にさほど大きな変化 が見られず、いずれも最大付着応力以降のすべ り量に対して付着応力が直線的に減少する傾向 にある。本論では、すべり量が節間隔程度の値 より大きい区間は無視し、付着応力-すべり量 関係を最大応力までの上昇域と、最大応力以降 の下降域に区別してモデル化を行う。

まず,付着応力の上昇域について検討する。 文献 4)において,主筋の節前面に支圧応力が作 用すると仮定したときの異形鉄筋とコンクリー ト間の力の伝達機構を検討しており,主筋に沿 った割裂ひび割れが生じた場合の節 1 個が伝達 する付着応力および割裂応力は以下の式で表現 されている。

$$\tau_b = \sigma_n \cdot \cot\theta \tag{3}$$

$$\sigma_n = f_b \cdot \frac{h - w/2}{l_n} \cdot \tan\theta \tag{4}$$

ここで,

 τ_b :付着応力, σ_n :割裂応力

 f_b :支圧応力, h:節高さ, w:ひび割れ幅 l_{n} :節間隔, θ :支圧応力と主筋軸のなす角 横拘束のある場合の支圧応力は三軸応力状態と 考えられ、三軸圧縮強度は拘束応力と一軸圧縮 強度により評価できる。本実験においては、拘 東応力と割裂応力は等しく、拘束応力がすべり 量に比例しているため,最大応力時のすべり量 は一軸圧縮強度,拘束応力の傾き,節高さ,節 間隔,主筋径により評価できると推測される。 しかしながら、4.2節においてすべり量は拘束応 力の傾きおよびコンクリート強度にあまり影響 されないことがわかる。また, 4.3 節においてひ び割れ幅はすべり量と関連していることから, 最大応力時のすべり量は節高さ・間隔比に関す る関数で表わせることがわかる。そのため、全 試験体について最小二乗法による回帰計算を行 い、図-6に示す結果を得た。したがって、最大



応力時のすべり量は次式で評価可能である。

$$s_{\max} = 0.0149 \cdot d_b \cdot \left(\frac{l_n}{h}\right) \tag{5}$$

ここで,

smax:最大応力時のすべり量

*d*_b:主筋径, *l*_n:節間隔, *h*:節高さ さらに,支圧応力と主筋軸とのなす角および最 大付着応力は,一軸圧縮強度,拘束応力の傾き, すべり量による関数であることがわかる。そこ で,最大付着応力における一軸圧縮強度の寄与 分と拘束応力による拘束効果分を定量化するた めに,図-9のように最大付着応力を最小二乗法 により回帰計算した。したがって,最大付着応 力は次式で予測でき,主な変動因子である拘束 応力の傾きにより表現され,本実験の従属変数 である拘束応力とその乗数の関係は,結果的に 文献 2)と同程度になっている。また,応力上昇 域の曲線は付着応力ーすべり曲線の形状から, 頂点を最大応力時とする放物線により表現する。

$$\tau_{b,\max} = 0.449 \cdot (\gamma \cdot s_{\max})^{0.493} \cdot \sigma_B^{0.507}$$
(6)

ここで,

 $\tau_{b,\max}$:最大付着応力, γ :拘束応力の傾き s_{\max} :最大応力時のすべり量 σ_B :コンクリートの一軸圧縮強度



図-9 最大付着応力と拘束応力の関係

一方,応力降下域は,3.2節で述べたように付 着応力減少区間では主筋のすべり量に対して節 間コンクリートのせん断力に抵抗する面積が線 形的に減少していき,付着応力-すべり関係も 直線的に減少する関係になると考えられる。こ のような破壊過程を考慮して,応力降下域は直 線で表現し,すべり量が節間隔と等しくなった 時に付着応力を0になるよう定める。

以上の考察による付着応力-すべり関係のモ デルを図-8に実線で示した。モデルは実験結果 を比較的よく表現できている。

5. まとめ

横拘束力を主筋すべり量により変動させた付 着実験を行い,実験結果から付着応力-すべり 量関係をコンクリート圧縮強度,拘束応力の傾 き,主筋の節形状,主筋径で定まる曲線でモデ ル化した。また,実験結果の検討を通じて,以 下の知見を得た。

- (1) 拘束応力およびコンクリート強度が大きい ほど最大付着応力は増大し、最大応力時のす べり量は主筋の節形状に大きく影響される。
- (2)最大応力時のひび割れ幅は、主筋すべり量と 関連がある。この関係を用いて、最大応力時 のすべり量を鉄筋の節形状で表現できる。

参考文献

- 金久保利之,米丸啓介,福山洋:補強コン クリート部材の付着割裂性状に関する研究, 日本建築学会構造系論文集,No.492,pp.99 ~106,1997.2
- 金久保利之,酒井貴洋,米丸啓介,福山洋: 横拘束力が補強コンクリートの局所付着割 裂性状に及ぼす影響,コンクリート工学年次 論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1201~1206, 2000.6
- 3) 八十島 章,金久保利之,石川嘉崇:フライ アッシュ高強度人工軽量骨材を用いた片持 梁型試験体による付着割裂性状,コンクリー ト工学年次論文報告集, Vol.25, No.2, pp.961 ~966, 2003.7
- 4) 小谷俊介,前田匡樹:異形鉄筋とコンクリートの付着応力伝達機構に基づいた付着割裂強度式,日本建築学会大会学術講演梗概集, C構造II,pp.655~656,1994.9