

論文

[2110] RC造外部柱・梁接合部内折り曲げ梁主筋の定着補強に関する研究

正会員○林 和也（フジタ工業技術研究所）

正会員 狩野芳一（明治大学理工学部）

正会員 寺岡 勝（フジタ工業技術研究所）

正会員 藤原敏夫（フジタ工業技術研究所）

1 はじめに

RC造の外部柱・梁接合部内に梁主筋を90° 折り曲げ定着する場合、特に高層建物のような太径で多量の配筋を必要とする場合においては、接合部内の配筋状態が非常に複雑化し、施工上の問題となっている。また、プレキャスト工法においてU形定着とする場合、梁主筋を尾長部で溶接する必要が生じ、高度な鉄筋加工精度および施工精度が必要となる。そこで、折り曲げ主筋が交錯しないよう、尾長部の短い90° 折り曲げ主筋の定着部に補強を施すことにより、定着性状の改善が図られ、簡単に施工しやすい梁主筋の定着方法が得られると考えた。本研究は、この方法の力学的な有効性を検証することを目的とし、従来良く用いられているU形定着法¹⁾との力学性能を加力実験により比較、検討した結果を示す。尚、本研究の一部は、文献10) に示している。

2 実験計画

2.1 梁主筋の定着部補強

柱・梁接合部内での梁主筋の90° 折り曲げ定着力の多くは、折り曲げ部以降で支持され、その性状は尾長部の長さに影響され、 $8 \sim 12d$ (d : 梁主筋公称直径) が必要とされている^{2), 3)}。尾長部の短い90° 折り曲げ梁主筋の接合部からの抜け出し及び押し込みは、図1に示されるように、①接合部コンクリートの圧縮ストラットの水平成分による梁主筋尾長部の跳ね出し、②梁主筋折り曲げ部の支圧によるコンクリートの圧壊⁵⁾、③圧縮鉄筋の柱外側面への押し出し、によって生じると考えられる。そこで、これらの補強法として、U形の定着部補強筋を梁主筋の尾長部を挟み込むように水平に配す事により、①尾長部の跳ね出しを直接押え、②拘束によってストラットのコンクリート強度を上昇させ、③圧縮鉄筋の柱外側面への押し出しに直接抵抗させ、梁主筋の定着部補強を行うことができると考えられる(図2)。また、定着部補強筋と共に、接合部に鋼繊維補強コンクリート(略称: SFRC)を用いることにより、接合部のせん断強度と共に梁主筋の付着および折り曲げ部の定着補強を行う⁹⁾。

2.2 試験体および実験方法

表1に試験体諸元を示す。試験体は、実大に対し約0.7倍の寸法模型の5体で、すべて梁曲げ破壊型になるよう設計した。図3に試験体形状及び配筋状況を、図4に梁主筋の定着法の詳細を示す。実験因子は、①梁主筋の定着方法(90° 折り曲げ定着+定着部補強筋、U形定着) ②梁主筋径(D25、D29)、③接合部コンクリートの種類(普

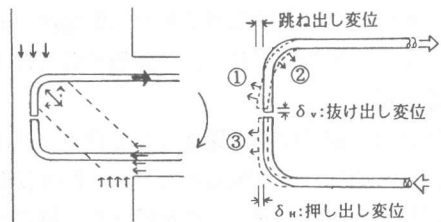


図1 折り曲げ筋の定着破壊モデル

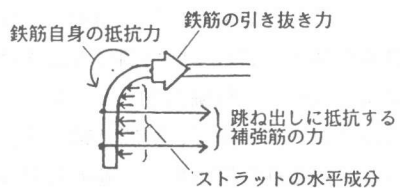


図2 定着部補強筋の作用①

表1 試験体諸元

試験体	は り				接合部 補 強	梁主筋 定着法
	主 筋		肋 筋			
	上 P _c (%)	下 P _c (%)	端 部 P _w (%)	中 央 P _w (%)		
NO.1	4-D25	4-D25	□-D10 @85	□-D6 @70	□-D10 @45 (0.6%)	A
NO.2	(1.10)	(1.18)	(0.92)	(0.50)		B
NO.3	4-D29	4-D29	□-D10 @65	□-D10 @100	同上+	A
NO.4	(1.39)	(1.50)	(1.20)	(0.77)		B
NO.5					V _r =1%	B
共 通	階 高 × 半 刃 (cm ²)	軸 圧 σ _o (kg/cm ²)	は り 断 面 b×D (cm ²)	柱 断 面 b×D (cm ²)	主 筋 P _c (%)	帯 筋 P _w (%)
	200 × 157.5	3.43	36.5 × 56	54 × 54	4-D25 8-D29 @ 60 (0.79)	□-D10 @ 60 (0.88)

注) *: 上、下主筋位置による有効せいの違いを考慮
σ_o=軸力/(b×D)
A: U定着、B: 90°折り曲げ+定着部補強筋

通、SFRRC)、の3つとした。90°折り曲げ梁主筋尾長部の長さは、D25で5.1d、D29で3.9dと、極めて短い。全試験体ともに、梁は、スラブ下端までを部分プレキャストとし、コンクリートを梁せい方向に打設し、接合部端にシアコッタを設け、スラブ打継ぎ面に深さ6mm程度の目荒らしを行った。また、柱部分と接合部のコンクリートは、打継ぎを行い、スラブ部分共々平打ちした。養生は、室内放置とした。

表2に実験時のコンクリートの力学的性質を、また、表3に鉄筋の力学的性質を示す。コンクリートは、粗骨材として最大寸法20mmの碎石を用い、設計基準強度をF_c=360 kg/cm²とした。また、主筋はSD40、横補強筋はSD30相当の鉄筋を用いた。

加力は、試験体を平置きにして行い、柱にはσ_o=3.43kg/cm²の定軸圧を与え、梁端に静的な正負交番の繰り返し載荷を行った。軸力は、外部柱・梁接合部に及ぼす軸力の影響⁴⁾を考慮して、実設計に基づく正負の変動軸力のうち、力学性能が劣るとされる低い側に対応させた。

測定は、梁荷重、柱軸力をジャッキヘッドに取り付けたロードセルで、層間、梁、柱、接合部パネル、梁主筋の抜け出し、等の各部の変位を電気式変位計によって、鉄筋のひずみ度をひずみゲージにより行った。

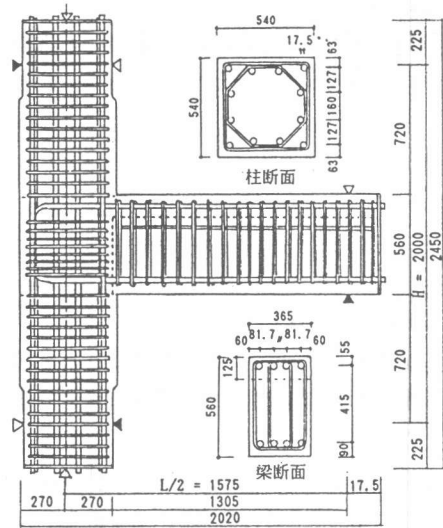


図3 試験体形状及び配筋状況

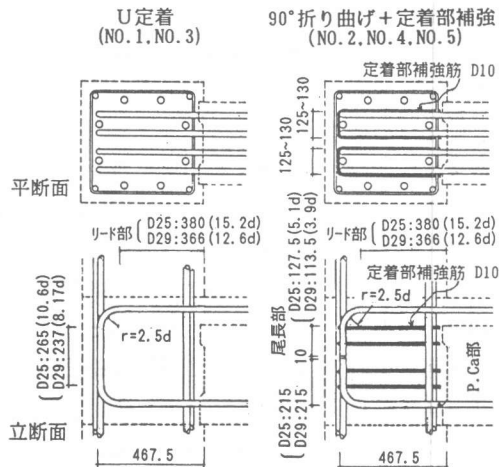


図4 梁主筋定着法の詳細

表2 コンクリートの力学的性質

位置	σ _a (kg/cm ²)	E* (t/cm ²)	σ _c (kg/cm ²)	
柱	341	267.7	27.5	
はり先打部	332	268.7	25.8	
接合部及び梁後打部	NO.1	355	328.2	30.5
	NO.2	371	312.6	31.2
	NO.3	397	328.6	31.8
	NO.4	399	324.0	32.7
	NO.5	384 (371)	292.7 (304.5)	32.9 (42.2)

注) σ_a:圧縮強度、σ_c:割裂強度
E*:σ_a時のヤング係数
()内は、SFRRC (鋼繊維補強コンクリート、V_f=1.0%)

表3 鉄筋の力学的性質

鋼材	σ _y (kg/cm ²)	σ _u (kg/cm ²)	E (t/cm ²)
D29	4429	6005	1766
D25	4293	6588	1824
D10 (I)	3343	4986	1714
D10 (II)	3239	4789	1695

注) σ_y:降伏点、σ_u:引張強さ
E:ヤング係数
D10 (I):帯筋、肋筋
接合部せん断補強筋
D10 (II):定着部補強筋

表4 実験結果概要一覧

単位: Q[ton], σ , τ [kg/cm²], f_n [t/cm²], R, γ [$\times 10^{-3}$ rad.]

試験体	加力方向	はり						接合部				主筋折り曲げ部定着応力最大値			破壊モード	
		主筋降伏荷重			最大荷重			最大荷重				(f _n)				
		実験値			実計			実験値		τ_{pmax}	τ_{ju}	鉄筋位置	実験値	実計		実計
		Q _{b1v}	R _{b1v}	計1	Q _{bmax}	R _{bmax}	計2	計3	Q _{pmax}	γ_{pmax}	σ_B		計4	計5		
NO.1	+	28.75	5.54	1.01	39.50	32.92	1.37	1.05	91.99	1.89	0.14	0.15	上端筋	4.388	0.95	0.99
	-	25.80	4.70	0.97	38.68	39.24	1.45	1.02	99.04	5.76	0.15	0.16	下端筋	4.390	0.95	0.99
NO.2	+	28.33	5.49	1.00	39.78	42.67	1.38	1.06	92.63	1.76	0.13	0.15	上端筋	4.352	0.92	0.96
	-	26.85	5.25	1.00	39.43	41.90	1.47	1.04	100.63	2.50	0.15	0.16	下端筋	4.340	0.92	0.95
NO.3	+	39.75	7.79	1.09	43.78	19.05	1.17	1.01	101.94	1.88	0.14	0.16	上端筋	4.470	1.04	1.02
	-	34.75	6.22	1.00	42.85	29.82	1.23	0.99	109.73	6.55	0.15	0.17	下端筋	4.138	0.97	0.94
NO.4	+	38.05	6.58	1.04	46.20	30.11	1.23	1.07	107.59	1.73	0.15	0.16	上端筋	3.878	0.90	0.88
	-	35.03	6.25	1.01	45.48	39.24	1.30	1.05	116.45	7.21	0.16	0.18	下端筋	4.438	1.03	1.01
NO.5	+	40.23	6.60	1.10	45.70	30.67	1.21	1.06	106.43	0.79	0.16	0.17	上端筋	4.451	1.08	1.05
	-	35.28	5.79	1.02	45.73	43.08	1.31	1.05	117.09	1.84	0.17	0.19	下端筋	3.782	0.91	0.89

(実験値) $Q_p = \sum M_b / j_b - Q_c$, $\tau_{pmax} = Q_{pmax} / (t_p \cdot j_c)$, $t_p = (\text{柱幅} + \text{はり幅}) / 2$, $\tau_{ju} = Q_{pmax} / (t_p \cdot Q_n)$, f_n : 測定し得た折り曲げ開始部の鉄筋応力度の最大値
 (計算値) 計1: $c_1 Q_{b1v} = e$ 関数法 (主筋降伏時), 計2: $c_2 Q_{bau} = 0.9 \cdot Q_c \cdot \sigma_y \cdot d / l$ (建築学会曲げ耐力略算式)⁶⁾,
 計3: $c_3 Q_{bau} = \sigma - \varepsilon$ 関係を、鉄筋は歪硬化を考慮し 0.01Eの二次勾配を持つバリン型に、コンクリートはe関数表示し、平面保持を仮定して最大値を
 計4: $P = 12.1 \cdot d \cdot r [d / (c + 0.5d)]^{-0.784} [r / (Q_c + r)]^{-0.904} \sqrt{\sigma_B}$, $c_4 f_n = 0.79 \cdot P / Q_c$ <森田、藤井らの提案式>⁹⁾ 計算した。
 計5: $c_5 f_n = 186(1 - 0.118d) \cdot \psi \cdot \sqrt{\sigma_B}$ ($\psi = 1.8$ とした) <Jirsa & Marques 提案式>⁸⁾

(破壊モード) F: はり曲げ破壊, F-(S): はり曲げ破壊 & 接合部せん断破壊 (主筋折り曲げ部は、定着破壊の兆候が見られた)

3 実験結果とその検討

3.1 実験結果の概要

表4に主な実験結果を示す。表中には、強度に関して実験値と計算値との比較も併せて示す。図5に各試験体の実験終了時ひび割れ状況を示し、図6に柱せん断力(Q_c)－層間変形角(R_t)、接合部パネルせん断力(Q_p)－接合部パネルせん断変形角(γ_p)、梁せん断力(Q_b)－梁変形角(γ_b)、柱せん断力(Q_c)－柱変形角(R_c)の各包絡線を梁主筋の定着方法により比較して示す。

3.2 破壊状況および荷重変形関係

本実験では、すべての試験体が梁の曲げ圧壊によって最大荷重が決まり、建築学会略算式⁶⁾による梁曲げ耐力をR_t ≥ 50 $\times 10^{-3}$ rad.まで維持した。しかし、NO.1、NO.3、NO.4の3体は、最大荷重以降の層間変形の増加と共に接合部の変形が進行し、R_t = 80 $\times 10^{-3}$ rad.では γ_p ≥ 8 $\times 10^{-3}$ rad.となり、最終的には接合部のせん断破壊を伴った破壊となった。

接合部パネルの損傷は、梁主筋をU形定着した試験体に比べ、90°折り曲げ定着に定着部補強を行った試験体の方が少ない。また、梁主筋折り曲げ位置付近の損傷や、梁主筋尾長部の跳ね出し、圧縮鉄筋の押し出しによる柱外側面の縦ひび割れも、U形定着した試験体に比べ、90°折り曲げ定着に定着部を補強した試験体の方が少なく、定着部補強筋が計画通りに抵抗したものと推察される。更に、接合部にSFRCを用いたNO.5の損傷は極めて少なく、SFRCによる接合部のせん断耐力と付着・定着耐力の増加の効果がみられた。

梁の変形は、最大荷重までは曲げ変形が支配的であったが、降伏時以降の繰り返し加力により梁端部のヒンジゾーンの損傷が徐々に進んだ。ヒンジゾーンの破壊は、梁主筋をU形定着したNO.1、NO.3では、接合部からの梁主筋の抜け

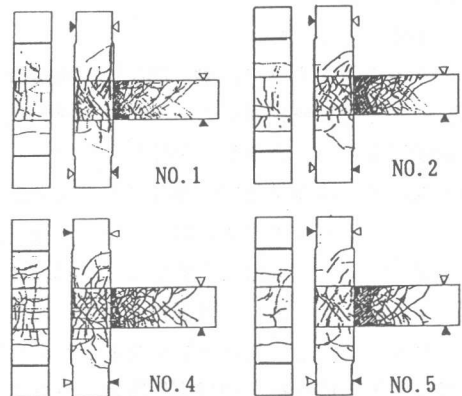


図5 実験終了時ひび割れ状況

出しを伴った回転が主であり、梁端の破壊と共に接合部にも損傷が広がった。これに対し、90° 折り曲げ定着に定着部を補強したNO.2、NO.5では、いずれも断変形が大きく、破壊は梁端部に集中し、梁に接する接合部の破壊は、U形定着の試験体に比べ少なかった。また、NO.2、NO.5と同様に90° 折り曲げ定着に定着部を補強したNO.4は、回転とずれせん断変形が混在したものとなった。

また、柱の変形は、接合部の損傷の影響を受け、U形定着を用いた試験体の方が接合部から柱へ進展するひび割れが多く、変形も大きい傾向にあった。

層間変形の履歴ループは、変形が進むにつれてスリップ変形を含むハードスプリング型に移行した。その傾向は、U形定着を用いた試験体の方がわずかに大きく、履歴性状は、U形定着、定着部補強筋により補強した90° 折り曲げ定着、定着部補強筋による補強+SFR Cを用いた90° 折り曲げ定着の順に良い傾向にあった。図7に示す Q_c-R_t の累積履歴吸収エネルギー量(E_b)の比較では、 $R_t=80 \times 10^{-3} \text{rad}$ までのエネルギー吸収量は、NO.3に比べ、NO.4では約10%、NO.5では約20%大きな値となった。

3.3 強度

表4中に示すように、梁主筋初降伏強度は、e関数法による計算値に対し0.97~1.10(平均値1.02)の範囲にあり、ほぼ予想した値となった。しかし、最大強度は、建築学会曲げ略算式⁶⁾による計算値に対し1.17~1.47(平均値1.31)となり、梁主筋初降伏強度の1.10~1.50倍に上昇した。この値は、鉄筋のひずみ硬化を考慮し平面保持を仮定した計算値(表4参照)に対して0.99~1.07であった。今回の実験では、梁主筋は折り曲げ部以降の滑りをほとんど生じておらず、そのため主筋の応力度が引張強さ付

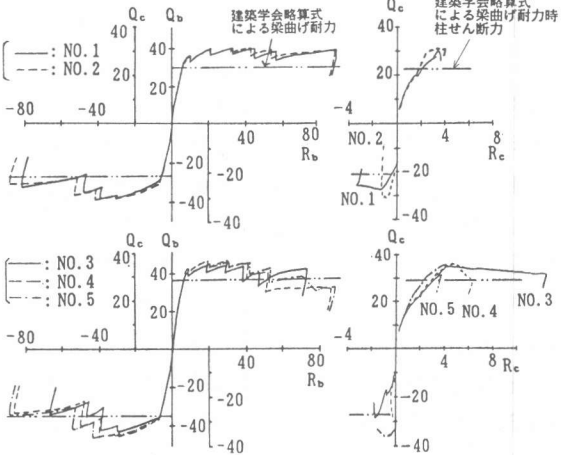
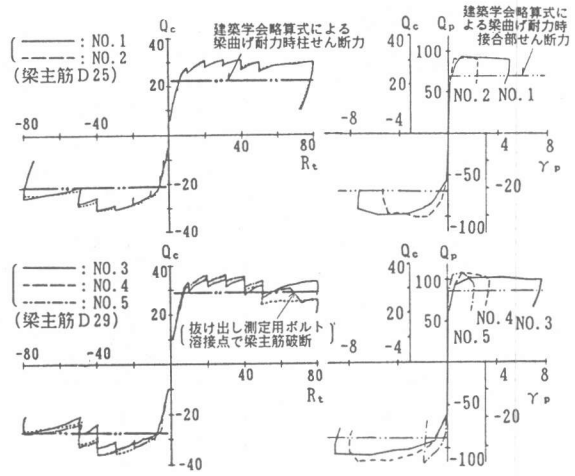


図6 荷重-変形関係包絡線の比較

$$Q_c = \frac{L/2}{H} \cdot Q_b, \quad Q_p = \frac{M_b}{J_b} \cdot Q_c$$

単位: Q[ton], R, γ [10^{-3} rad.]

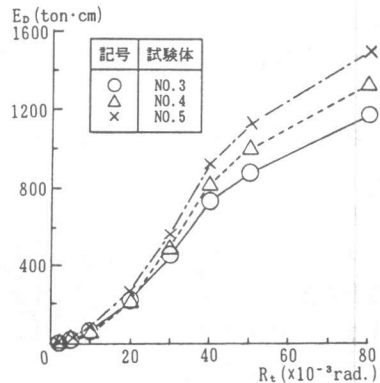


図7 Q_c-R_t の累積履歴吸収エネルギーの比較

近にまで達し、梁の最大強度が上昇したと考えられる。この上昇により、NO.1、NO.3、NO.4では破壊モードが最終的に接合部のせん断破壊へと移行し、最大荷重時の接合部せん断応力度 τ_{ju} は、 $0.15\sigma_B \sim 0.19\sigma_B$ と試験体計画時の設定値($\tau_{ju} = 0.12\sigma_B \sim 0.16\sigma_B$)に比べ、かなり厳しいものとなった。従って、靱性指向の梁崩壊形の架構を設計する場合には、梁降伏時の接合部せん断応力度を本実験計画値程度以下に押える必要があると考えられる。

3.4 梁主筋の定着性能

図8に、梁端部の目開き量から求めた梁主筋の接合部からの抜け出し量(δ_{op})と梁端モーメント(M_b)の各サイクルピーク値の推移を梁主筋の定着方法によって比較して示す。図a)では、90°折り曲げ定着に定着部補強を行ったNO.2の方が、図b)では、定着部補強筋と共に接合部にSFRCを用いたNO.5の方が、 $R_t = 10 \sim 20 \times 10^{-3} \text{rad.}$ 以降、 δ_{op} が小さい。D25の鉄筋では定着部補強筋によって、D29では定着部補強筋+SFRCを用いることによって、梁主筋の抜け出し量が、U定着に比べより少なくなることがわかる。

図9に、 δ_{op} と折り曲げ開始位置の鉄筋の応力度(σ)の推移を比較して示す。折り曲げ開始位置の鉄筋の応力度は各試験体ともほぼ等しく、折り曲げ部以降の定着力には定着法

による差は、ほとんどみられない。今回の実験は、定着耐力を求めることを目的としておらず、梁主筋の定着破壊は生じなかったため、定着力の限界は不明である。しかし、表4中に示す測定し得た折り曲げ開始部の鉄筋応力度の最大値(f_n)は、尾長部の長さ12d以上の折り曲げ定着に対し提案された森田・藤井³⁾、Jirsa & Marques⁶⁾の各定着耐力推定式に対し、0.91~1.08、0.89~1.05の範囲にあり計算値にほぼ達している。尾長部の短い90°折り曲げ定着においても、定着部補強を行うことによりU形定着と同等以上の耐力が得られるものと考えられる。

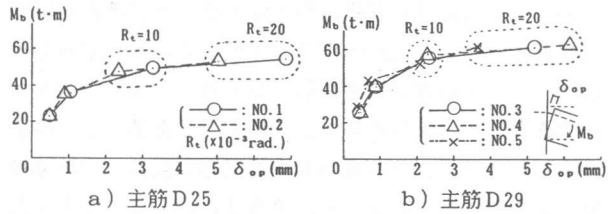


図8 梁端部モーメント M_b と梁主筋の抜け出し量 δ_{op} の推移 [正加力時]

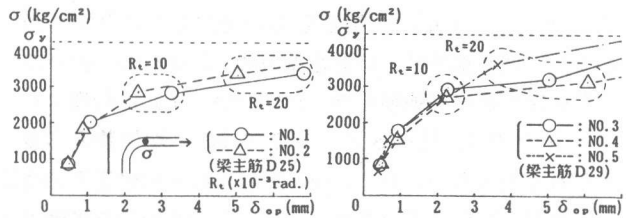
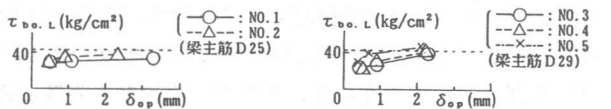
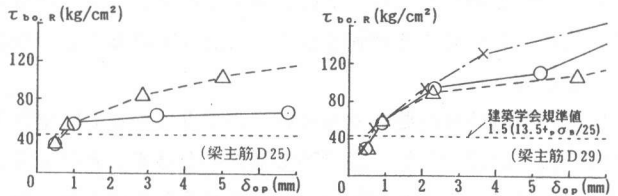


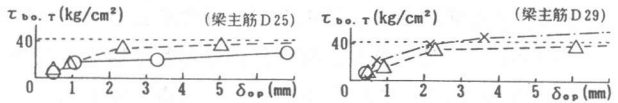
図9 折り曲げ開始位置の鉄筋の応力度と δ_{op} の推移 [正加力時]



a) リード部の平均付着応力度 $\tau_{bo,L}$



b) 折り曲げ部の平均付着応力度 $\tau_{bo,R}$



c) 尾長部の平均付着応力度 $\tau_{bo,T}$

図10 平均付着応力度と δ_{op} の推移 [正加力時]

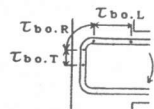


図10に、 δ_{op} とリード部、折り曲げ部、尾長部の各部の平均付着応力度 (τ_{av}) の推移を比較して示す。定着力の負担は、リード部および尾長部では小さく、多くを折り曲げ部で負担し、最大荷重時では建築学会規準値⁶⁾の2~3倍の値となった。リード部の平均付着応力度は、定着部補強筋による差は見られないが、接合部にSFRCを用いたNO.5は、NO.3、NO.4に比べ大きく、測定し得た平均付着応力度は、NO.5で60kg/cm²、その他は35~40kg/cm²で、SFRCによりリード部の負担定着力が増加したことがわかる。また、尾長部では、U形定着のNO.1に比べ90°折り曲げ定着に定着部に補強筋を施したNO.2が、また、普通コンクリートのNO.4に比べSFRCのNO.5の平均付着応力度

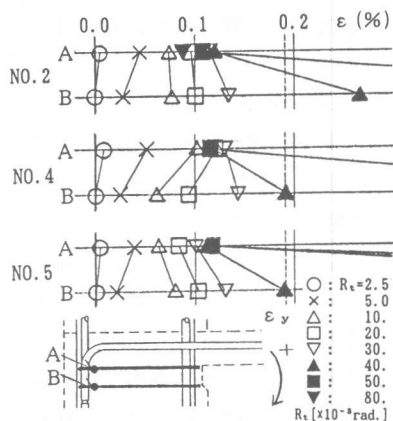


図11 定着部補強筋のひずみ度分布

が、それぞれ大きい。更に、折り曲げ部の平均付着応力度は、D29を用いた場合では定着法による大きな差は特に見られなかったが、D25を用いた場合ではU形定着に比べ、90°折り曲げ定着に定着部に補強筋を施した方が大きな値となり、定着部の補強が有効であることを示した。

図11に、各サイクルピーク値について定着部補強筋の縦方向配筋位置によるひずみ度分布を示す。各試験体とも定着部補強筋のひずみ度は、変形の小さいうちは、折り曲げ部に近い側の補強筋のひずみ度が大きい。梁主筋降伏後の $R_c \geq 10 \sim 30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ において主筋端部位置の補強筋のひずみ度の方が大きくなり、その後、降伏ひずみ度に達する。これは、定着部補強筋が、まず、圧縮ストラットの押し出しに対して働き、その後、支圧部の劣化および抜け出しの進行で、尾長部の跳ね出しが生じ、それを押える作用が大きくなるためと考えられ、定着部補強筋が梁主筋の抜け出しに対する補強として、機能していることがわかる。

4 まとめ

以上の検討結果を要約すると以下ようになる。①尾長部の短い梁主筋を外部柱・梁接合部に90°折り曲げ定着し、定着部に補強筋を施すことにより、U形定着する場合と同等以上の定着耐力が確保できることが知れた。②SFRCを接合部に用いることにより、接合部のせん断耐力や梁主筋の付着・定着性能が向上することが知れた。③梁主筋の定着性能が良好な場合、梁は優れた履歴性状を示すが、主筋のひずみ硬化により梁の強度が大きく上昇し、各部のせん断応力度レベルが厳しくなると共に、接合部のせん断破壊をもたらす場合がある。従って、靱性指向の梁崩壊型の架構を設計する場合には、この点に注意し、外部柱・梁接合部は、せん断応力度を $\tau_{ju} = 0.16F_c$ 程度以下に押える必要があると考えられる。

【参考文献】

- 1) 別所佐登志、岡本公夫、吉田新太郎：はり主筋定着法に関する実験的研究、鹿島建設技術研究所年報、第21号、1978、pp.529~544
- 2) 角 徹三、大山 哲、牧村幸二、八代宗明：RC柱・はり外部接合部におけるはり主筋の定着性状に関する実験的研究、JCI、Vol.1、8、1986、pp.641~644
- 3) 後藤定己、森田司郎、藤井 栄、奥地正敏、栗林博之：異形鉄筋折り曲げ定着部の応力伝達機構と耐力、日本建築学会近畿支部研究報告集(構造)、1982、pp.57~60
- 4) 角 徹三、浅草 肇：鉄筋コンクリート柱・はり外部接合部の耐力と靱性、コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム論文集、1988.3、pp.119~130
- 5) 小倉弘一郎、関根正孝：鉄筋コンクリート柱梁接合部(ト形)の配筋ディテールと耐力性状に関する実験的研究、明大工学部研究報告、第36号、1979、pp.73~92
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、1988
- 7) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針(案)・同解説、1988
- 8) J.L.G.Marques and J.O.Jirsa : A Study of Hooked Bar Anchorages in Beam-Column Joints, ACI Journal, May, 1975, pp.198~209
- 9) 寺岡 勝、横須賀誠一：SFRC中の異形鉄筋の付着、定着性状に関する実験研究、JCI、Vol.1、9、1987、pp.567~572
- 10) 林 和也、狩野芳一、寺岡 勝、藤原敏夫、内田和弘：鉄筋コンクリート造ト形柱・はり接合部の力学性状に関する実験的研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1989、pp.479~480