

論文 鋼纖維補強コンクリートを用いたラーメン高架橋部材接合部の主筋定着方法に関する研究

山田 尚義^{*1}・近藤 真生^{*2}・柏原 茂^{*3}・谷村 幸裕^{*4}

要旨:鉄道 RC ラーメン高架橋は 1 柱 1 杭式が一般的であり、近年の耐震設計の見直しによる鉄筋量の増加とも相まって、柱・地中梁・杭の各部材が交差する接合部の過密配筋が施工上問題となっている。本研究では、鉄筋の定着方法を変更することで配筋を簡略化した接合部形式の提案を行い、その形式が十分な性能を有していることを確認するために、接合部試験体の正負交番載荷実験を実施した。実験結果より、鋼纖維補強コンクリートを用いることにより接合部の配筋を簡略化できることがわかり、その効果を定量化することができた。

キーワード:接合部、定着方法、鋼纖維補強コンクリート、降伏長、基本定着長

1.はじめに

鉄道における RC 部材の変形性能は軸方向鉄筋の抜出しを考慮したものであり、軸方向鉄筋が部材接合部で十分に定着されているのが前提である¹⁾。通常、軸方向鉄筋はフックもしくは定着プレートなどの定着具を用いて定着されるが、柱・地中梁・杭の各部材が交差する部材接合部の配筋は複雑であるため、フックは常に施工上問題となっている。また、鉄道 RC ラーメン高架橋では、定着長が地中梁断面高さを支配するケースも存在するため、直筋とすると施工性は向上するが、断面高さが増し、不経済となることも考えられる。

本研究では、部材接合部を模した試験体の正負交番載荷実験から、定着鉄筋は直筋とするが、接合部のコンクリートを鋼纖維補強コンクリートとすることで、その定着補強効果により定着

長を減ずる形式を検討した。あわせて、定着プレートによる定着効果についても検討を行った。

2. 部材接合部の正負交番載荷実験

2.1 実験概要

(1) 試験体

試験体は、標準的な鉄道 RC ラーメン高架橋の柱・地中梁・杭をモデル化し、実物の 50%程度に縮小した十字型とした。表-1 に各部材の一般部の仕様を、表-2 に試験体のパラメータ一覧を示す。また、図-1 に接合部配筋状況の概略図を示す。ここで、表に示す定着長は、杭基部(接合部下端)からの距離とした。表に示すように、試験体のパラメータは杭の定着方法および定着長であり、定着部以外の仕様は、No.5, 6 試験体の柱定着部を除き各試験体共通である。No.5, 6 試験体は、配筋の簡略化を図るために柱部に開

表-1 試験体諸元

部材	断面形状	軸方向鉄筋				せん断補強筋			
		呼び名	本数	種類	鉄筋比 p_s	呼び名	種類	ピッチ	鉄筋比 p_w
杭部	$\phi 500$	D16	20	SD345	0.02	D10	SD345	ctc75	0.004
		D16	16		0.018	D13		ctc100	0.008
		D13	4		0.026	D13		ctc100	0.007
柱部	350×350	D16	16						

*1 前田建設工業(株) 技術本部 技術研究所 研究第 1gr. 工修(正会員)

*2 前田建設工業(株) 中部支店 工修(正会員)

*3 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 コンクリート構造担当 (正会員)

*4 (財)鉄道総合技術研究所 構造物技術開発事業部 コンクリート構造担当 工修(正会員)

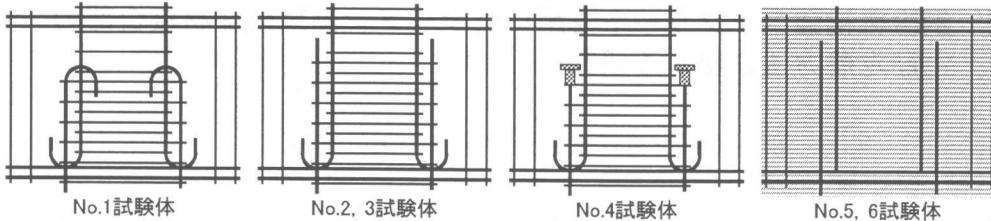


図-1 接合部配筋状況概略図

しても杭と同様の定着方法としたが、定着長は計算上十分な長さとした。また、No.2, 3 試験体は、定着方法は同じだが定着する部分のコンクリート強度の影響を比較するものである。なお試験体は、杭部材のみ塑性化するよう柱および地中梁部材の配筋を決定した。試験体の中で No.1 試験体は、従来のフック定着とした基準試験体である。

表-3 に使用材料の機械的性質を示す。

(2) 載荷方法

載荷方法は図-2 に示すように、柱および杭部材の先端をピン固定し、地中梁部材の先端に油圧ジャッキを取り付け、正負交番載荷試験を行った。軸力は、柱部材の頂部に取り付けた油圧ジャッキにより、コンクリート設計基準強度 27N/mm^2 の 10% 相当である 530kN を載荷した。載荷は、杭部材に対して、ひび割れ発生時、主筋ひずみ 1000μ 相当で正負各 1 回載荷した。その後、最外縁の杭主鉄筋降伏時の杭部材変位を $\pm 1\delta_y$ とし、以降その整数倍の変位で、 $\pm 2\delta_y$, $\pm 3\delta_y \dots$ と各ステップ正負 3 回ずつ交番載荷を行った。また実験は、杭部材基部の曲げモーメントが、降伏時の杭部材基部の曲げモーメントと比較し、十分低下するまで行った。

2.2 実験結果

(1) 破壊状況

- 各試験体の破壊状況は、概ね以下のとおり。
- ①各部材に曲げひび割れが発生。
 - ②その後荷重の増加により、杭部材の主鉄筋が降伏する。地中梁および柱部材に関しては塑性化しない。
 - ③部材接合部にせん断ひび割れが発生する。
 - ④さらに変形が進み、杭部材のかぶりコンクリ

表-2 試験体パラメータ

No.	杭軸方向鉄筋		
	定着方法	定着長	定着部補強方法
1	半円形フック（内向き）	20 φ	横方向鉄筋
2	直筋（フック無し）*1	30 φ	
3	直筋（フック無し）*1	30 φ	
4	定着プレート	20 φ	
5	直筋（フック無し）	30 φ	
6	直筋（フック無し）	30 φ	

*1 No.2 と No.3 試験体の相違：接合部（定着部）コンクリート強度

表-3 使用材料の機械的性質

コンクリート

No.	杭部	地中梁部	柱部
1	30.5	37.6	37.1
2	31.7	39.9	37.9
3	31.6	23.6	31.7
4	31.9	30.5	32.8
5	37.7	30.8	32.0
6	35.6	31.8	34.5

（単位： N/mm^2 ）

鋼材

使用部位	鉄筋径	降伏強度	引張強さ	弾性係数
		(N/mm^2)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)
No.1,2	D16	379.6	553.5	183.8
	D16	382.9	560.1	186.1
No.1,2,4	D13	364.3	519.1	177.0
	D10	351.9	502.8	169.6
	D16	393.2	597.1	190.0
No.3,5,6	D13	376.0	549.0	165.7
	D10	373.6	550.3	169.3
	D16	377.5	579.6	180.5
No.4	杭部	382.9	556.8	184.6
	柱・梁部	D16	393.5	586.9
	D13	393.5	586.9	182.0

定着プレート

径 (mm)	板厚 (mm)	降伏強度 (N/mm^2)	繊維長 (mm)	繊維径 (mm)	引張強度 (N/mm^2)
43	7	900 以上	30	0.6	1100 以上

一トが剥落し、杭部材の耐力は低下する。

⑤杭主鉄筋が座屈、破断し、大幅に耐力が低下する。

No.5, 6 試験体は鋼纖維補強コンクリートをしているため、他の試験体と比較して、接合部のせん断ひび割れ幅は小さかった。

(2) 杭部材の耐力および変形性能

表-4 に、各試験体の耐力および変形に関する実験結果と計算結果の一覧を示す。なお、表中

に示す各値は以下のとおり。

P_y : 杭部材の最外縁の鉄筋が降伏したときの、
杭部材先端の支承部反力の正負平均値(杭
水平荷重)

P_m : 杭水平荷重の最大値の正負平均値

δ_y : 杭部材の最外縁の主鉄筋が降伏したときの、
杭部材水平変位の正負平均値

δ_u : 杭部材の降伏荷重を維持できる最大変位
(終局変位)

なお、杭部材の変形性能は「鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計」に従い算定した。図-3に、各試験体の実験より得られた荷重-変位関係と計算値を重ねて示す。従来の定着方法としたNo.1試験体は、計算値と比較して十分な変形性能が得られた。No.2試験体は、No.1試験体と比較してわずかに変形性能に劣る結果となつた。No.3試験体は、30φ直筋であるが、鉄筋降伏以後、接合部からの鉄筋の抜出し量が増加し、耐力が低下した。また、かぶりコンクリートも剥落せず、主鉄筋の破断で耐力が減少した他の試験体と異なり、主鉄筋は破断しなかつた。今回新たな形式として実施したNo.4～No.6試験体は、いずれの定着方法としても、ほぼ同等の部材の耐力および変形性能が得られた。

(3)杭主鉄筋の抜出し量

図-4に、各試験体の杭主鉄筋の抜出し量を杭水平変位と比較した一例を示す。なお抜出し量は、杭最外縁鉄筋の部材基部にワイヤーを取り付け計測した。図より、No.3試験体が-4δ_yをさかいで主鉄筋自由端が抜出していると考えられ、それに伴い耐力が低下した。鋼纖維補強コンクリートとしたNo.5およびNo.6試験体に関

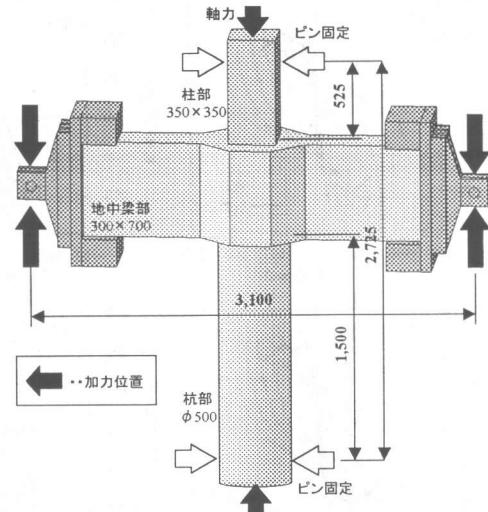


図-2 載荷方法概要

しては、No.5試験体が-6δ_y、3回目より抜出し量が増加しているが、耐力低下も少なく、計算値と比較しても十分な変形性能が得られた。他の試験体は従来のフック定着と比較して、同変位時でほぼ同程度の抜出し量となっており、十分な定着性能が得られたと思われる。

3. 定着補強効果の検討

3.1 降伏域の算定

地震時においてRC構造物は、部材が塑性化することでエネルギー吸収量が増加するよう設計される。部材が塑性化する際、その定着部鉄筋に関しても部材基部よりある区間塑性化する領域が存在するため、定着長は基本定着長に加え降伏領域を考慮した長さで設計される。

図-5に、本試験で実施した杭定着部分の終局時ひずみ分布をモデル化したものを示す。図に示すように、降伏長l_yにあたる部分が、鉄筋の

表-4 結果一覧

No.	コンクリート強度		実験値				計算値(鉄道耐震標準式)				$\delta_{y,exp}/\delta_{y,cal}$	$\delta_{n,exp}/\delta_{n,cal}$	
	杭部 (N/mm ²)	接合部 (N/mm ²)	$\delta_{y,exp}$ (mm)	P_y,exp (kN)	P_m,exp (kN)	$\delta_{n,exp}$ (mm)	$\delta_{y,cal}$ (mm)	P_y,cal (kN)	$\delta_{m,cal}$ (mm)	P_m,cal (kN)	$\delta_{n,cal}$ (mm)		
No.1	30.5	37.6	13.27	220.0	248.0	91.25	8.01	165.7	40.24	206.8	64.50	1.66	1.41
No.2	31.7	39.9	13.06	218.4	249.3	82.12	7.85	166.8	40.03	208.9	64.62	1.66	1.27
No.3	31.6	23.6	15.64	217.8	247.7	62.59	8.91	170.1	42.01	212.7	66.50	1.76	0.94
No.4	31.9	30.5	13.40	214.3	241.4	95.24	8.39	166.7	41.01	208.3	65.39	1.60	1.46
No.5	30.7	30.8	12.40	213.4	261.9	96.62	8.04	175.5	40.80	221.6	66.23	1.54	1.46
No.6	35.6	31.8	12.65	207.8	256.9	94.47	8.08	173.8	40.74	218.9	65.91	1.56	1.43

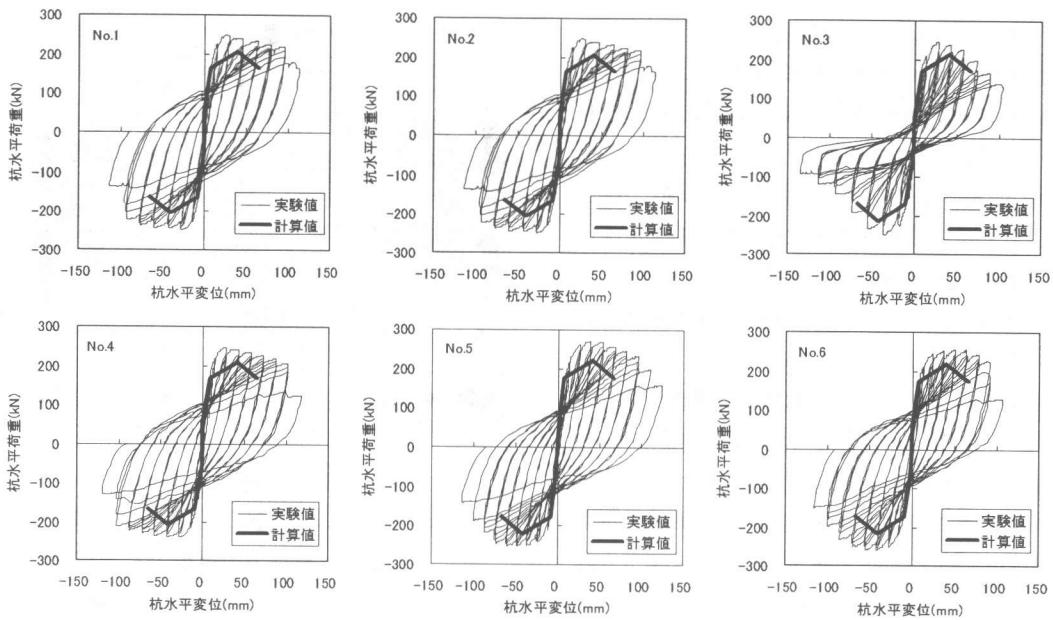


図-3 荷重-変位関係

塑性化領域である。鉄筋の塑性化に伴い抜け出し量も増大し、その抜け出し量は定着部分の鉄筋のひずみ積分値に一致する。また島らは、鉄筋降伏以後のひずみ-すべり関係を定式化しており²⁾、以下で本試験の結果と島らの式を用いて降伏長 l_y の算定を行った。島らの式は以下に示すとおりで、図-6 にそのひずみ-すべり関係を示す。

$$s = s_y + 0.047(f_u - f_y)(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh}) \quad (1)$$

$$s : \text{正規化したすべり } (= \frac{S}{D} (\frac{f'_c}{20})^{\frac{2}{3}})$$

s_y : 鉄筋降伏時の正規化したすべりで次式にて算出

$$s_y = \varepsilon_y(2 + 3500\varepsilon_y) \quad (2)$$

S : 鉄筋のすべり量 (mm)

D : 定着する鉄筋の直径 (mm)

f'_c : 定着部のコンクリート強度(N/mm²)

f_u, f_y : 鉄筋の引張強度、降伏強度(N/mm²)

ε_y : 鉄筋の降伏ひずみ

ε_{sh} : ひずみ硬化開始ひずみ

ε_s : 終局時の杭基部の鉄筋ひずみ

また、ひずみの積分値より求まる降伏領域のみの抜け出し量は、式(3)により与えられ、これが式(1)の第2項と等しいことから、降伏長 l_y の算

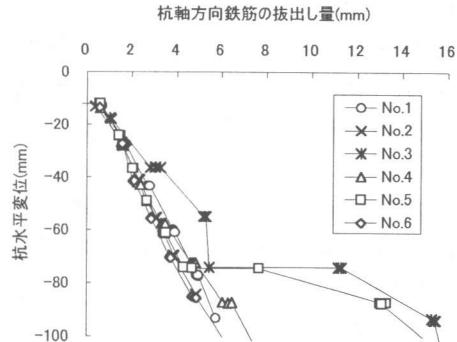


図-4 杭最外縁主鉄筋抜け出し量（負載荷時）
定式として式(4)が導かれる。

$$S_i = \frac{(\varepsilon_s + \varepsilon_{sh})}{2} \cdot l_y \quad (3)$$

$$l_y = \frac{0.047(f_u - f_y)(\varepsilon_s - \varepsilon_{sh})}{(\varepsilon_s + \varepsilon_{sh})/2} \cdot \frac{D}{(f'_c/20)^{2/3}} \quad (4)$$

したがって杭基部の鉄筋ひずみ ε_s は、式(1)、式(4)を適用して、鉄筋のすべり量 S の実測値から次式を用いて求めることができる。

$$\varepsilon_s = \frac{S}{D} \left(\frac{f'_c}{20} \right)^{2/3} - \varepsilon_y (2 + 3500\varepsilon_y) + \varepsilon_{sh} \quad (5)$$

表-6 に、これら算定式より算出した結果を示す。ここで、すべり量 S は 2.2(3) に示した終局時における抜け出し量の実測値を用いた。なお、

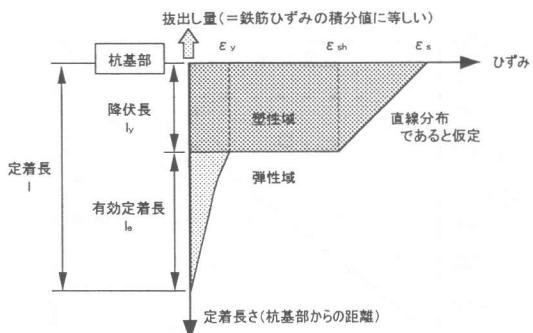


図-5 定着部鉄筋ひずみのモデル化

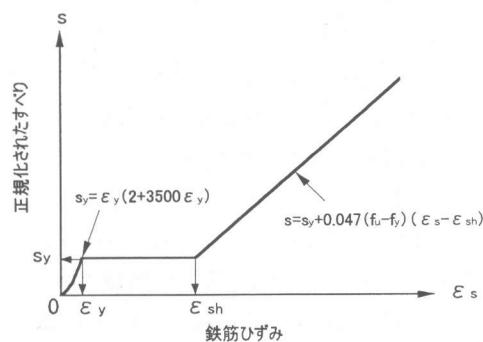


図-6 すべり-ひずみ関係

表-6 各試験体の基本定着長および降伏長

試験体	試験体 定着長 l/ϕ ①	終局時 基部ひずみ ϵ_s	降伏長 l_y/ϕ ②	有効定着長 l_e/ϕ ③=①-②	基本定着長 算定値 l_0/ϕ ④	定着長 不足分 ③-④	定着方法に よる補強	$K_{c,f}$ *2
No.1	20	0.083693	6.30	13.70	25.71	-12.01	半円形フック	-
No.2	30	0.077039	5.77	24.23	24.67	-0.44	-	-
No.3	30	0.052892	11.42	18.58	36.54	-17.97	-	-
No.4	20	0.067712	10.53	9.47	29.37	-19.90	定着プレート	-
No.5	30	0.092471	11.09	18.91	34.52	-15.61	鋼織維	1.30
No.6	30	0.058834	9.81	20.19	33.79	-13.60	鋼織維	1.06

*1 終局時に鉄筋が降伏しない部分の長さ

*2 $l_0=l_e$ として、式(6)式(12)により算定

表中の基本定着長 l_0 は以下に示す式(6)をもつて算定した³⁾。

$$\text{基本定着長} : l_0 = \frac{\frac{f_y}{1.25\sqrt{f'_c}}}{0.318 + 0.795K_c} \phi \quad (6)$$

f_y : 鉄筋の引張降伏強度 (N/mm^2)

f'_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)

ϕ : 定着する鉄筋の直径 (mm)

$$K_c = (c_b/\phi) + \{15A_t/(s \cdot \phi)\} \quad (7)$$

c_b : 定着する鉄筋のあきの 1/2

A_t : 割裂破壊断面に有効な横方向鉄筋の断面積

s : 橫補強鉄筋の中心間隔

3.2 フックの定着効果

表-6 の③と④の比較により、標準的なフック定着とした No.1 試験体は、必要な基本定着長に対し試験体の定着長が約 12ϕ 不足している。これは、フックによって 12ϕ 以上の定着効果が得られたため、鉄筋は終局時まで抜出すことなく定着が有効であったことを示している。No.2 試験体は、計算上わずかながら定着長が不足しているため、変形性能は若干劣っているが、ほぼ同等の結果が得られたと考えられる。No.3 試験体は、コンクリート強度が低いため定着長が不

足しており、鉄筋自由端部が抜出したため十分な変形性能が得られなかつたと考えられる。以上を総合的に判断すると、今回の実験の範囲においては、現状の設計で用いられるフック=10 ϕ は妥当であると考えられる。

3.3 定着プレートの効果の定量化

定着方法を直筋とした場合、鉄筋降伏時において力のつり合いにより式(8)が成り立つ。

$$F_y = f_{bo} \cdot \pi \cdot \phi \cdot l_0 \quad (8)$$

F_y , f_{bo} , l_0 : 鉄筋降伏時引張力(N), 付着強度 (N/mm^2), 基本定着長(mm)

また、定着プレートを用いたときの基本定着長を l_{op} (mm)とし、定着プレートが負担する定着力を F_p とすると、鉄筋降伏時の力のつり合いは式(9)となる。

$$F_y = f_{bo} \cdot \pi \cdot \phi \cdot l_{op} + F_p \quad (9)$$

式(8), 式(9)を F_p , F_y で整理することにより、定着プレートを用いたときの基本定着長算定式(10)を得る。

$$l_{op} = l_0 (1 - F_p / F_y) = l_0 (1 - \alpha) \quad (10)$$

一方プレートによる定着力 F_p は、コンクリートの支圧強度 f_a (N/mm^2)を用いて式(11)となる。

$$F_p = f'_a \cdot A_p = \eta \cdot f'_c \cdot A_p \quad (11)$$

$$\eta = \sqrt{A/A_p} \quad (\text{ただし, } \eta \leq 2)$$

A_p : 定着プレートが直接支圧する面積

(本試験体では $A_p=1251\text{mm}^2$)

A : コンクリート面の支圧分布面積(mm^2)

しかしながら、今回のような定着プレートに対する支圧分布面積の正確な算定は困難である。そこで、支圧強度に関する係数 η を式(10)と表-6の結果から逆算すると、 $\eta=1.3$ となる($l_0/\phi=29.4$, $l_{0p}/\phi=9.5$ を式(11)に代入)。本試験体は定着部で支圧破壊していないことから、 $\eta=1.3$ としても安全側に評価できると考えられる。

3.4 鋼纖維補強の効果の定量化

基本定着長 l_0 の算定式(6)では、 K_c により鉄筋間隔および横方向鉄筋の影響を考慮している。定着部に鋼纖維補強コンクリートを用いた場合、連続的に分散配置された鋼纖維が、横方向鉄筋に類似した働きをすると仮定し、以下の式で鋼纖維の補強効果を考慮できると考えた。

$$K_c = (c_b/\phi) + \{15A_t/(s \cdot \phi)\} + K_{c,f} \quad (12)$$

No.5,6 試験体は定着破壊していないことから、基本定着長 l_0 は有効定着長 l_e 以下であると考えられるが、安全側に $l_0=l_e$ として、式(6),式(12)より $K_{c,f}$ 値を逆算すると表-6 に示す値となる。さらに、鋼纖維混入率 0 の時、鋼纖維による補強効果も 0 になると想え、原点を通る直線として $K_{c,f}$ の回帰式を求めるところと図-7 に示す通りとなる。

ただし、現段階ではデータ数が少ないと安全側に評価できるよう、設計式としては、式(13)に示すように実験の下限値を通るものを使うこととした。また、混入率の増加に伴いワーカビリティーが悪化し、施工不良等の起因となる可能性もあるため、鋼纖維補強効果の上限値を混入率 1.0% とした。

$$K_{c,f} = 130p_f \quad (\text{ただし, } p_f \leq 0.01) \quad (13)$$

接合部を鋼纖維補強コンクリートとした試験体では、通常定着部に配置される横方向鉄筋を省略したが、十分な定着補強効果が得られており、配筋を簡略化する方法として有効である

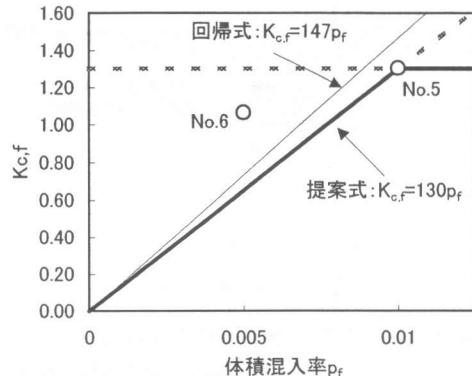


図-7 鋼纖維の補強効果

と考えられる。

3.5 降伏長を用いた定着長設計方法

部材の韌性を発揮するために必要な定着長は、基本定着長+降伏長である。鉄筋ひずみの最大値が求めれば、降伏長は式(4)より算定が可能であるため、より合理的な定着長の設計が可能である。しかしながら現状では、本手法の精度検証は十分であるとはいいがたい。実験からも、定着破壊した No.3 を除いて降伏長は $6 \sim 10\phi$ との結果が得られていることから、当面は上限値の降伏長 $l_y=10\phi$ とするのが妥当と考える。

4.まとめ

- (1) 実験結果より、定着プレートおよび鋼纖維を用いた場合の定着効果の定量化を試みた。提案式により、定着補強効果を考慮した定着長の算定ができ、定着長を減じたり、フックを直筋としたりすることが可能である。
- (2) 今回提案した降伏長 l_y の算定式により、定着長を降伏長 l_y に加え基本定着長 l_0 を確保する方法で設計が可能であるとの見通しを得た。

参考文献

- 1) 財団法人鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計, 丸善, 1999.10
- 2) 岡村甫, 前川宏一:鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則, 技報堂出版, 1991.5
- 3) 財団法人鉄道総合技術研究所編:鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善, 1992.11