

論文 最上階 T 型 RC 造柱梁接合部に機械式定着を用いる場合の構造方式に関する実験的研究

鈴木 淳史*1・後藤 佑生*2・田才 晃*3・楠 浩一*4

要旨: 最上階 T 型柱梁接合部の柱主筋を機械式定着する設計法の確立に資するために、柱主筋の機械式定着部分を柱梁接合部のパネルゾーンではなく、柱部分を突出させて(以下、突出型とする)定着を図る設計を行い、柱の曲げ性状、接合部のせん断性状、および柱主筋の定着性状の把握を試みた。試験体変動要因を、柱突出部の有無(定着長さ)、直交梁の有無、コンクリート強度、引張鉄筋比とした計 7 体の試験体を計画し、静的載荷実験を行った。柱突出試験体は明らかなせん断耐力の上昇と靱性能の向上が見られた。柱を突出させていない試験体(以下、在来型とする)においても直交梁を付けることで、せん断耐力、靱性能が向上した。

キーワード: T 型柱梁接合部、鉄筋コンクリート、機械式定着、定着長さ、柱突出型

1. はじめに

近年の RC 造建築物の高層化に伴い、鉄筋が高強度化・太径化しており、従来の 180° 折り曲げ定着が困難である。そこで折り曲げ加工の不要な機械式定着の研究がなされている。しかし、機械式定着を用いる場合折り曲げ定着時とは異なり、直線定着となるため、定着耐力(定着長さ)の確保が問題となる。このため、機械式定着を用いた柱梁接合部定着耐力の確保に関する構造規定は厳しく設定されており、利用しやすいとは言いがたく、設計の幅を狭めている。すなわち、機械式定着を用いた柱主筋の定着耐力の確保、向上が課題となる。

そこで本研究では、最上階 T 型柱梁接合部の定着長さをより長く確保するため、柱主筋が柱梁接合部内を貫通して柱主筋の定着部分を突出させ、靱性能の向上を目的とした「柱突出型」の構造性能を把握するための実験的研究を行った。

2. 試験体概要

機械式定着には、図-1 に示すように、ネジ節鉄筋にツバ付きナット状の金物を用いた。定着長さは図-2 に示すように柱フェイスから定着板前面までの距離である。試験体は中層 RC 造建築物の最上部の柱梁 T 型接合部を想定し、約 1/2 スケールとした計 7 体製作した。試験体一

覧を表-1 に、試験体配筋図を図-3 に示す。

試験体寸法は全試験体共通で、柱断面 $b_c \times D_c = 480 \times 480(\text{mm})$ 、梁断面 $b_b \times D_b = 360 \times 400(\text{mm})$ 、梁反曲点間距離 $l_b/2 = 1750(\text{mm})$ 、柱 1/2 スパン(加力点から梁芯までの距離) $l_c = 1915(\text{mm})$ とした。

変動要因は柱突出部の有無(定着長さ l_d)、直交梁の有無、コンクリート設計基準強度 F_c 、柱主筋比 $p_t = \text{主筋断面積} / b_b \cdot D_b$ (以下 p_t とする)である。試験体 No.1, No.3 は $l_d = 7/4 D_b \cdot p_t = 1.76\% \cdot F_c = 27 \text{ N/mm}^2$ で柱突出型、柱突出型片側直交梁付、試験体 No.2 は $l_d = 7/4 D_b \cdot p_t = 1.76\% \cdot F_c = 45 \text{ N/mm}^2$ で柱突出型、試験体 No.4, No.5, No.6 は $l_d = 3/4 D_b \cdot p_t = 1.76\% \cdot F_c = 27 \text{ N/mm}^2$ で在来型、在来型片側直交梁付、在来型両側直交梁付、試験体 No.7 は $l_d = 3/4 D_b \cdot p_t = 1.25\% \cdot F_c = 27 \text{ N/mm}^2$ で在来型とした計 7 体である。接合部せん断余裕度 λ_p (接合部せん断破壊時せん断力/柱曲げ降伏時せん断力)を 1.0 程度としたときの構造性能に着目し、 $F_c = 45 \text{ N/mm}^2$ の試験体 No.2 は柱主筋を USD590、 $p_t = 1.25\%$ の試験体 No.7 は柱主筋に SD490、他の試験体は柱主筋に SD390 を使用した。接合部せん断補強筋は D-10(SD295A)を用い、突出型は接合部に 3 組、突出部に 4 組とし、在来型は接合部に 3 組とした。

表-1 試験体一覧

試験体	直交梁	F_c N/mm ²	定着長さ l_d mm	柱主筋	
				配筋	p_t (%)
No. 1	無し	27	柱突出型	8-D25 (SD390)	1.76
No. 2	無し	45	700 (7/4Db)	8-D25 (USD590)	
No. 3	片側	27	在来型 300 (3/4Db)	8-D25 (SD390)	
No. 4	無し				
No. 5	片側				
No. 6	両側				
No. 7	無し				

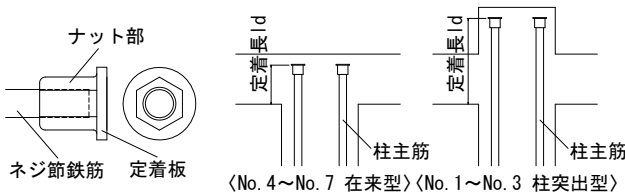


図-1 定着金物

図-2 定着長さ l_d

*1 横浜国立大学 工学部 建設学科建築学コース (正会員)

*2 横浜国立大学 大学院 工学府 社会空間システム学専攻 (仮会員)

*3 横浜国立大学 大学院 工学研究院 教授 工博 (正会員)

*4 横浜国立大学 大学院 工学研究院 准教授 博士(工学) (正会員)

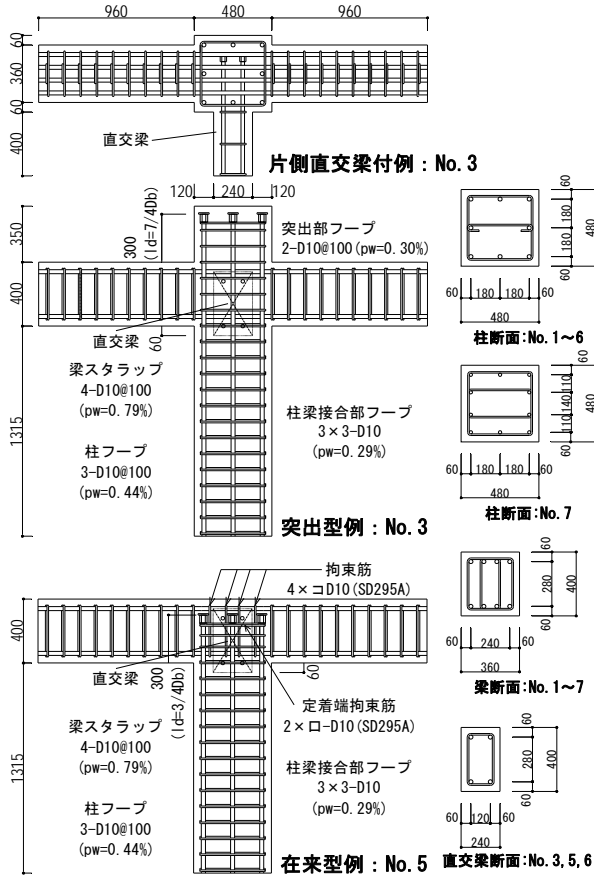


図-3 試験体配筋図

3. 材料特性

表-2 に鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を示す。早強コンクリートを使用し、打設は平打ちとした。

表-2 材料試験結果

コンクリート

試験体	F_c	σ_B	E_c	割裂引張強度 σ_t
	N/mm ²	N/mm ²	N/mm ²	
No. 1	27	32.2	24900	2.5
No. 2	45	49.6	31500	3.7
No. 3	27	33.6	24900	2.5
No. 4		29.8		
No. 5		30.2		
No. 6		30.4		
No. 7		28.6		

σ_B : 加力時の実圧縮強度 E_c : 1/3割線弾性係数

鉄筋

鉄筋種	使用部分	σ_y	σ_u	ϵ_y	E_s
		N/mm ²	N/mm ²	μ	
D10 (SD295A)	横補強筋	354.7	483.8	1853	1.92
D19 (SD490)	柱主筋 (No. 7)	536.3	722.6	3061	1.88
D25 (SD390)	柱主筋	458.6	631.4	2400	1.93
D25 (USD590)	柱主筋 (No. 2)	620.0	813.6	3326	1.92
D25 (USD685)	梁主筋	734.0	949.0	5913	1.93

σ_y : 上昇伏点応力度 σ_u : 引張強度 ϵ_y : σ_y 時のひずみ
 E_s : 鉄筋ヤング係数

4. 加力方法および測定方法

加力は図-4 に示す加力装置を用いて行った。梁の反曲点位置で試験体を単純支持（一端ピン支持、他端を加力

方向にローラー支持）し、柱反曲点位置に取り付けた1000kN ジャッキにより加力した。加力履歴は正負交番繰り返し漸増载荷とし、目標層間変形角 $\pm 1.25 \times 10^{-3} \text{rad}$.を1サイクル、 $\pm 5 \times 10^{-3} \text{rad}$.、 $\pm 10 \times 10^{-3} \text{rad}$.、 $\pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$.、 $\pm 30 \times 10^{-3} \text{rad}$.を2サイクル、 $\pm 40 \times 10^{-3} \text{rad}$.を1サイクル加力し、正側に $70 \times 10^{-3} \text{rad}$.まで加力した。なお、本実験では柱軸力=0kNとした。

測定項目は、柱端および梁上端荷重、層間変形、接合部せん断変形・柱・梁変形、柱主筋定着板移動量、主筋およびせん断補強筋歪とした。柱主筋のひずみゲージは主筋に沿って横筋のない部分に貼付し、コンクリートに対する主筋の付着の影響が出ないようにした。

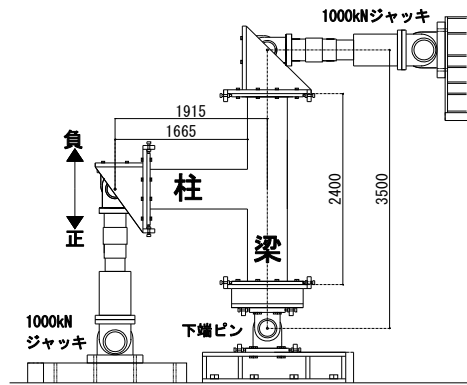


図-4 加力装置図 (mm)

5. 実験結果

5.1 破壊性状および試験体耐力

各試験体の接合部および突出部の最終破壊状況を図-5に、層せん断力(Q)ー層間変形角(R)関係を図-6に示す。

試験体 No.1~No.5, No.7 は $R = \pm 5 \times 10^{-3} \text{rad}$.の1サイクル目に接合部せん断ひび割れが発生し、 $R = \pm 20 \times 10^{-3} \text{rad}$.の1サイクル目に、各試験体共に柱が曲げ降伏した。梁は、概ねスターラップの位置に曲げひび割れが生じたが、梁主筋は降伏点に達しなかった。最終破壊状況は以下の3通りである。

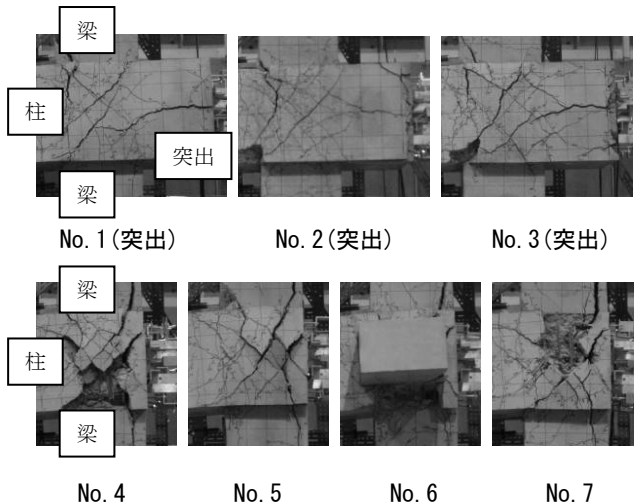


図-5 最終破壊状況 ($R = +70 \times 10^{-3} \text{rad}$.時)

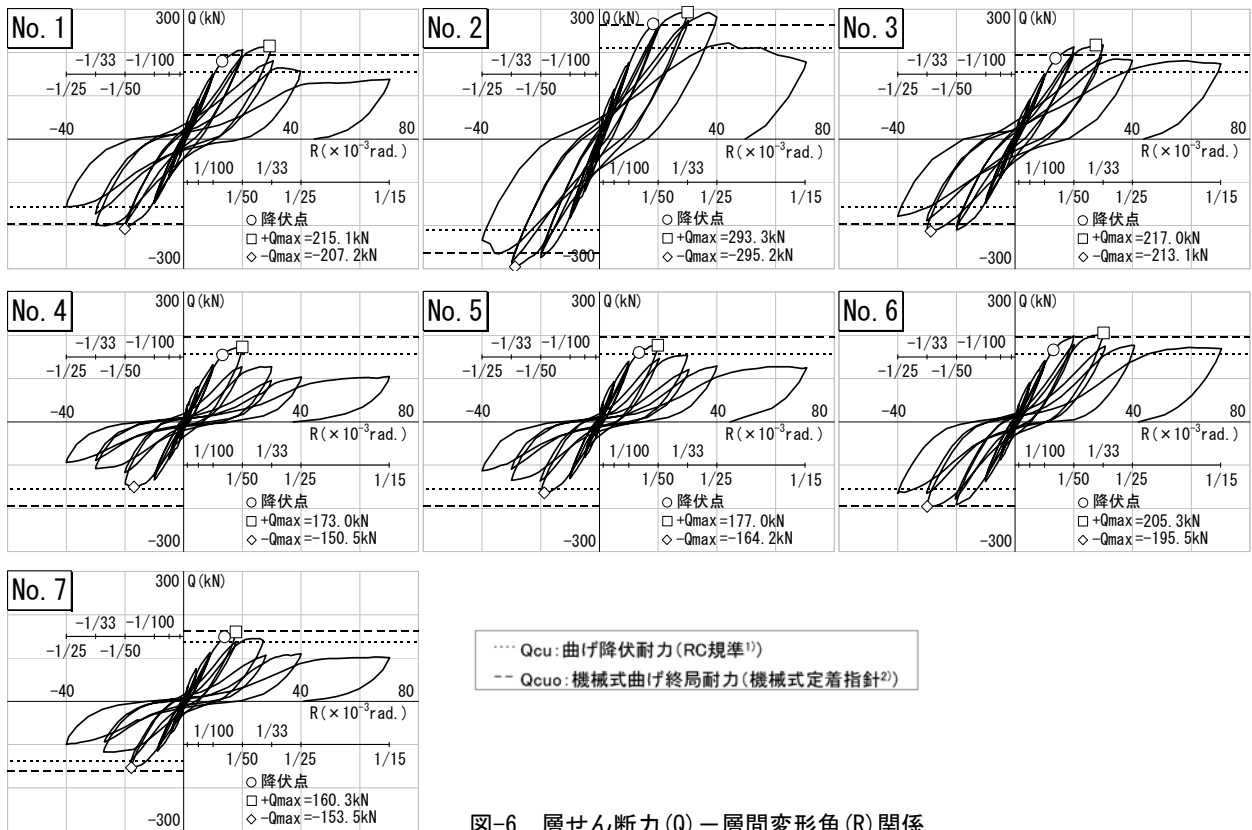


図-6 層せん断力(Q)－層間変形角(R)関係

(1) 柱曲げ降伏後の柱突出部定着破壊(BPA)

突出型である試験体 No.1, No.2 は柱曲げ降伏後、接合部せん断ひび割れが柱中段主筋に沿って発生し、最大耐力を迎えるサイクルで柱主筋定着プレートに沿って割裂ひび割れが進展し、以降そのひび割れが開くことで耐力低下に至った。

(2) 柱曲げ降伏後の定着破壊(BA)

在来型である試験体 No.4, No.5, No.7 は柱曲げ降伏後、柱主筋定着板を起点とした接合部せん断ひび割れが開くことで耐力低下した。以後、パネルゾーンのカバーコンクリートが剥離した。

(3) 柱曲げ降伏破壊(B)

突出型片側直交梁付きの試験体 No.3, および在来型両側直交梁付きの試験体 No.2 は柱曲げ降伏後、大きく開くひび割れも無く、緩やかな耐力低下に至った。

5.2 接合部せん断変形角

定着長さ $l_d=700\text{mm}$ (突出型)の試験体 No.1, No.2 と、 $l_d=300\text{mm}$ (在来型)の試験体 No.4, No.7 の接合部せん断変形角の推移を図-7 に示す。いずれの試験体も最大耐力を迎えた次のサイクル時に、接合部せん断変形角の値が急激に大きくなっている。

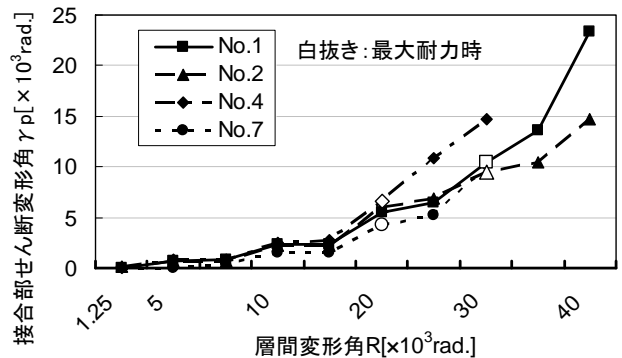


図-7 接合部変形角(γ_p)－層間変形角(R)関係

コンクリート強度の違い(試験体 No.1 と No.2)を比較すると、 $R=30 \times 10^{-3}\text{rad.}$ 以降、 $F_c=27\text{N/mm}^2$ の試験体 No.1 は、高強度の $F_c=45\text{N/mm}^2$ の試験体 No.2 よりも接合部せん断変形角の値が大きくなっている。

定着長さ l_d の違い(試験体 No.1 と No.4)を比較すると、柱曲げ降伏の $R=20 \times 10^{-3}\text{rad.}$ サイクル以降、試験体 No.1 は、定着長さの短い試験体 No.4 ($l_d=300\text{mm}$)よりも接合部せん断変形角の値が小さくなっている。

p_t の違いを比較すると、柱曲げ降伏した $R=20 \times 10^{-3}\text{rad.}$ サイクル以降、主筋に 8-D25($p_t=1.76\%$)を用いた試験体 No.4 は、主筋に 10-D19($p_t=1.25\%$)を用いた試験体 No.7 よりも接合部せん断変形角の値が大きくなっている。

5.3 柱主筋定着板の抜け出し量

図-8 に示す測定用変位計により柱主筋定着板の抜け出し量を測定した。しかし、柱の頭部に計測治具を固定しているため、接合部にせん断ひび割れが生じると、計測値にひび割れの柱主筋方向成分が含まれる。そこで在来型(No.4~No.7)に関して図-9 のように、接合部変位計計測値 δ から、抜け出し量に及ぼすひび割れの影響を式(1)、(2)のように評価し、定着板抜け出し量を補正した。

$$W = \delta \cdot \cos(\alpha - \theta) \quad (1)$$

$$S = W / \sin \alpha \quad (2)$$

ただし、せん断ひび割れと交差する接合部変位計の伸び量がせん断ひび割れの幅のみに関係するものと仮定し、ひび割れ幅の方向は、梁フェイスと柱フェイスの交差部と定着板を結ぶ直線とした(図-8 参照)。定着板抜け出し量計測値から接合部ひび割れ幅の柱主筋方向成分 S を差し引いた値を定着板抜け出し量であると仮定した。No.1, No.3, No.4 の定着板抜け出し量を図-10 に示す。ただし、No.4 のグラフは仮定に基づいて算出した計測値で誤差が大きいため、グラフの定着板抜け出し量が増加に転じた点を柱主筋が抜け出した点と判断して比較を行う。また破壊が進展したために定着板抜け出し量が計測不能となった点は標記していない。なお突出型試験体は上記の補正は行っていない。以下、図-10 に関して、(1)突出型直交梁無と片側直交梁付きの比較と(2)突出型と在来型の比較を行う。なお、在来型片側直交梁付試験体 No.5 は突出型片側直交梁試験体 No.3 と、また在来型両側直交梁付試験体 No.6 は突出型試験体 No.1 と同様の傾向が見られた。

(1) 直交梁無と片側直交梁付の比較(No.1 と No.3)

直交梁無しの試験体 No.1 は上段筋の主筋(N1, N2, N3)および中段筋の主筋(N4, N5)のそれぞれがほぼ同様の値であるのに対し、片側直交梁付の試験体 No.3 は上段筋および中段筋共に、直交梁の付いている側の主筋(N3, N5)は、直交梁の付いていない側の柱主筋(N1, N4)よりも定着板抜け出し量が小さい。

(2) 突出型と在来型の比較(No.1 と No.4)

突出型の試験体 No.1 は $R=40 \times 10^{-3}$ rad. サイクルで柱主筋が抜け出しているのに対し、在来型の試験体 No.4 はそれよりも早い $R=30 \times 10^{-3}$ rad. サイクルで柱主筋が抜け出している。これは、突出型のほうが在来型よりも定着長さが長いから、柱主筋が抜け出しにくくなっているため、柱主筋の定着状態が良くなったことがわかる。

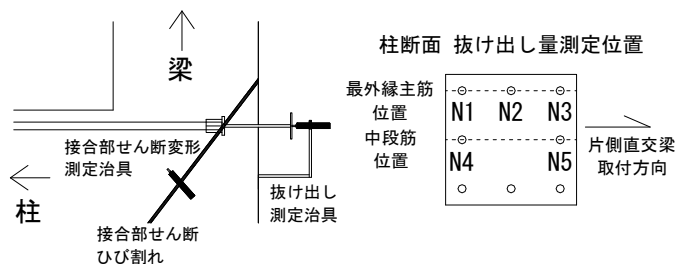


図-8 計測状況

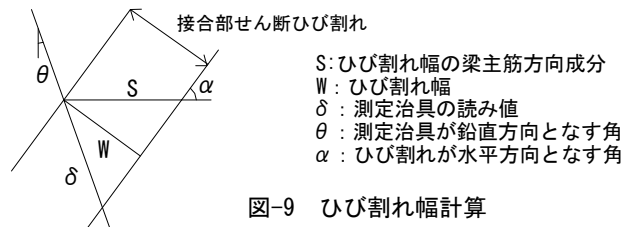


図-9 ひび割れ幅計算

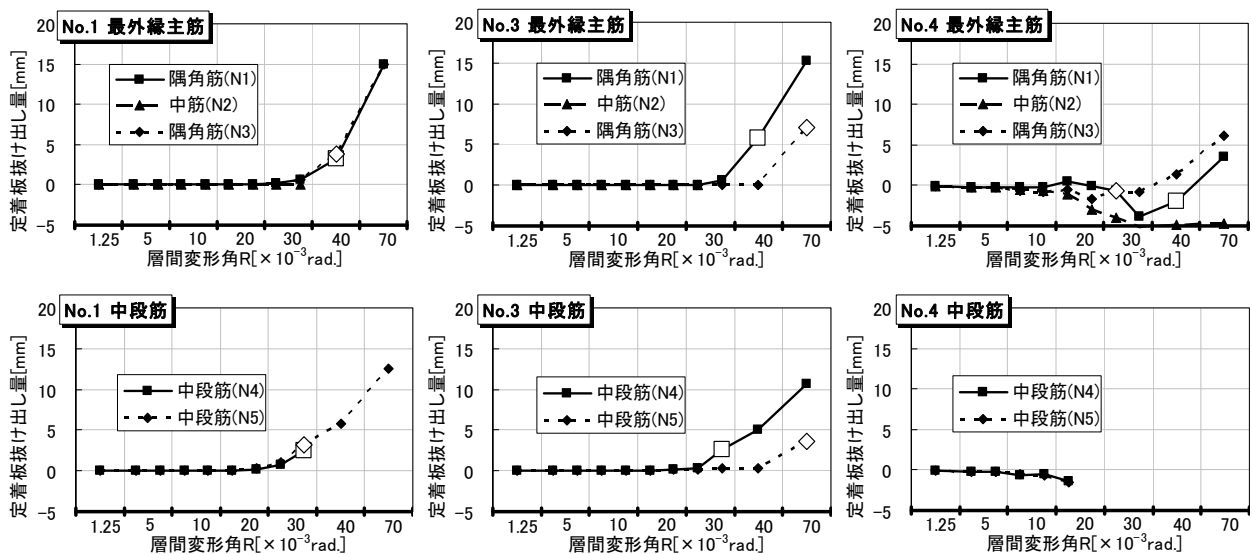


図-10 定着板抜け出し量-層間変形角(R)関係(白抜き:柱主筋抜け出し開始点)

5.4 支圧分担力

試験体 No.1, No.4, No.5, No.6 において、柱主筋に発生する引張力に対して最外縁主筋および中段筋にかかる定着板支圧力 T_{u0} , T_{m0} ・突出仕口面引張力 T_{u1} , T_{m1} ・柱仕口面引張力 T_{u2} , T_{m2} 、および引張力測定位置を図-11 に示す。測定方法は図-11 に示す位置に貼付したひずみゲージより計測した。図中に標記されていない点はひずみゲージが計測不能となったものである。最外縁柱主筋の柱仕口面引張力は、各試験体とも $R=20 \times 10^{-3}$ rad. サイクルでほぼ降伏時引張張力に達した後、パネルゾーンの付着力が低下し、定着板支圧力の分担率が上昇する傾向が見られた。以下、(1)突出型と在来型の比較(2)直交梁の有無の比較を行う。なお、在来型片側直交梁付試験体 No.3 は、突出型試験体 No.1 と同様の傾向が見られた。

(1) 突出型と在来型の比較 (No. 1 と No. 4)

最外縁主筋について、試験体 No.1 では、柱曲げ降伏

後徐々に定着板分担力が上昇するのに対し、試験体 No. 4 では耐力低下した $R=30 \times 10^{-3}$ rad. のサイクルで柱主筋定着力の 80%以上を定着板支圧力が占めている。

柱中段筋について No.1 試験体は、 $R=20 \times 10^{-3}$ rad. サイクルでほぼ降伏時引張張力に達するのに対し、試験体 No.4 は降伏時引張張力に達することはなかった。

(2) 直交梁の有無の比較 (No. 4 と No. 5 と No. 6)

試験体 No.4, No.5, No.6 では、最外縁主筋の支圧分担力はほぼ同様であったが、中段筋の支圧分担力は試験体 No.4 よりも試験体 No.5 が、また試験体 No.5 よりも試験体 No.6 が高い数値となった。直交梁無よりも直交梁有のほうが、また片側直交梁付よりも両側直交梁付のほうが中段筋の定着状態がよく、定着板支圧力および柱仕口面引張力は上昇した。試験体 No.6 は、中段筋柱仕口面引張力が降伏時引張張力まで達しているため、最大耐力が上昇したものと考えられる。

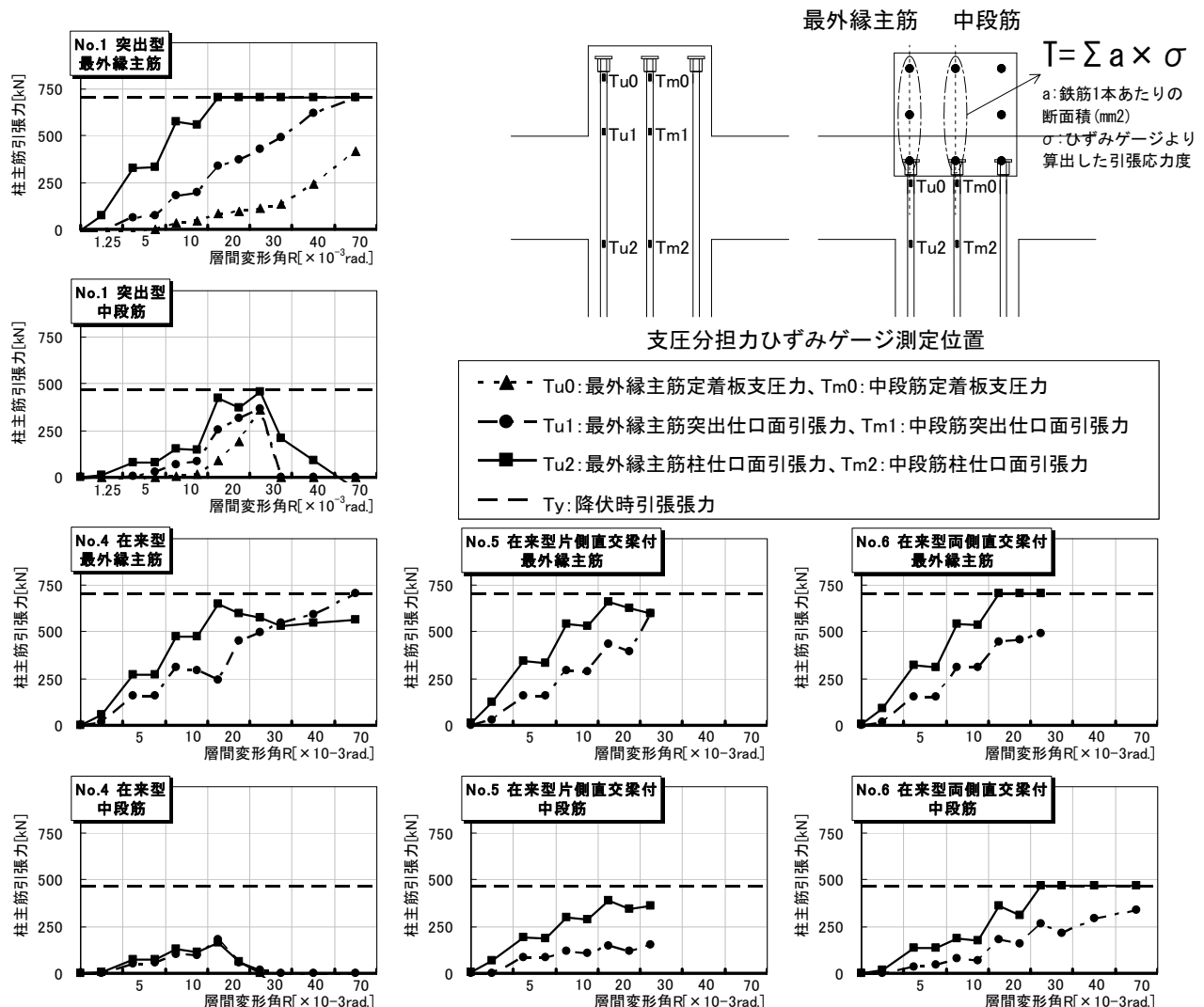


図-11 支圧分担力—層間変形角 (R)

表-3 耐力計算値と実験値

試験体	直交梁	層せん断力計算値(kN)				実験結果				実験値 / 計算値	
		柱曲げ耐力		接合部 せん断破壊時	余裕度	柱曲げ降伏時 Q_y	最大耐力時 Q_{max}	限界層間変形角 $R_{80}^{3)※3}$	破壊 形式 ^{※2}	Q_y / Q_{cu}	Q_{max} / Q_{cu}
		降伏時	終局時								
		$Q_{cu}^{1)}$	$Q_{cuo}^{2)}$	$Q_{pu}^{3)}$	$\lambda_p^{2)※1}$	(kN)	(kN)	($\times 10^{-3}$ rad.)			
No.1(突出)	無し	156	195	221	1.41	180	215	31.6	BPA	1.15	1.38
No.2(突出)	無し	211	264	298	1.41	266	293	43.2	BPA	1.26	1.39
No.3(突出)	片側	156	195	227	1.46	187	217	70以上	B	1.20	1.39
No.4	無し	156	195	157	1.00	154	173	24.6	BA	0.99	1.11
No.5	片側	156	195	158	1.01	160	177	34.9	BA	1.03	1.13
No.6	両側	156	195	187	1.20	166	205	70以上	B	1.06	1.31
No.7	無し	138	162	152	1.10	149	160	32.1	BA	1.08	1.16

※1 λ_p : 接合部せん断余裕度: 接合部せん断破壊時せん断耐力/柱曲げ終局耐力= Q_{pu}/Q_{cu}

※2 BPA: 柱曲げ降伏後柱突出部定着破壊 B: 柱曲げ降伏破壊 BA: 柱曲げ降伏後定着破壊

※3 R_{80} : 最大耐力以降80%まで耐低下時の層間変形角(rad)

5.5 耐力計算値と実験値の比較

材料試験値を用いて柱曲げ降伏時および終局時、接合部せん断破壊時を算出した計算値と実験で得られた最大耐力とを比較した結果を表-3 に示す。以下に表-3 に基づき耐力評価を行う。

(1) 柱曲げ降伏時層せん断力 Q_y

各試験体とも柱外側主筋が引張降伏した。 $Q_y/Q_{cu}^{1)}$ (RC規準式)を比較すると突出型試験体 No.1~No.3 は20%程度計算値を上回る結果となり、在来型試験体 No.4~No.7 は±10%に分布する結果となった。

(2) 最大耐力時層せん断力 Q_{max}

図-12 に Q_{max}/Q_{cu} - λ_p 関係を示す。せん断余裕度 λ_p が1.0 付近の在来型試験体(No.4, No.5)は、 Q_{max}/Q_{cu} の値が1.1 を上回った。また、突出型試験体(No.1, No.2, No.3)の Q_{max}/Q_{cu} の値は1.3 付近に分布しており、かつ柱中段主筋が降伏している。すなわち、定着性能の向上により柱中段筋が降伏することで、断面内の抵抗応力が上昇し、それに伴い、最大耐力が上昇したものと考えられる。

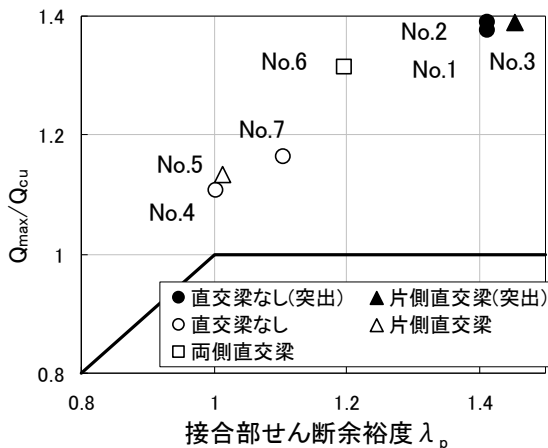


図-12 Q_{max}/Q_{cu} —接合部せん断余裕度 (λ_p) 関係

(3) 限界層間変形角 R_{80}

在来型 No.4 を除く試験体は、 $R_{80} > 30 \times 10^{-3}$ rad. という結果となった。柱を突出させること、また直交梁を取り付けることで R_{80} は改善される。

6. まとめ

柱主筋を機械式に定着した柱梁接合部の静的載荷実験を行い、以下の知見を得た。

- (1) 在来型に比べ、柱主筋の定着長さを長くした突出型試験体は、最大層せん断力、靱性能ともに大幅に向上し、突出型工法の有効性が確認できた。
- (2) 突出型および在来型において直交梁を片側、両側と取り付けると柱主筋の定着状態がよくなり、大幅に靱性能および最大耐力が上昇した。

謝辞

本研究は(財)日本建築防災協会に設置された機械式定着工法研究委員会の研究プロジェクトの一環として行われたものである。実験実施にあたり、清原俊彦委員(株)堀江建築工学研究所)には多大な協力をいただいた。また、鉄筋などの材料は東京鉄鋼(株)より提供していただいた。ここに記して関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp155, 1999
- 2) 日本建築総合試験所：機械式鉄筋定着工法 設計指針, pp19-pp27, 2006.1
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, pp243-pp255, 1999