

報告

[2100] 曲げ上げ定着を有する柱梁接合部に関する実験

近藤修一*1・西原 寛*2・松本智夫*3・鈴木英之*4

1. はじめに

ラームプレハブ工法のひとつとして、柱・梁の単材をPCa化し、柱梁接合部の場所打ちコンクリート部分で接合する単材方式がある。この場合、梁PCa部材端部から突出する梁下端主筋を中柱の柱梁接合部内に曲げ上げ定着するが、柱梁接合部の構造性能に及ぼす影響は不明な点が多い。そこで、本実験はこれらを実験的に明らかにする事を目的とした。

2. 試験体及び実験方法

2.1 試験体及び使用材料

試験体一覧を表1に試験体に使用した材料の力学的性状を表2に、試験体形状を図1にそれぞれ示す。試験体は、柱断面が曲げ余裕率を1.2以上、せん断耐力をメカニズム時の1.2倍以上、及び梁上端主筋（通し配筋）の定着を考慮し $12.5 \geq \mu$ ($=\sigma_{yu} \cdot d_b / D \cdot \sqrt{\sigma_B}$) [1]を満足する試設計建物から、柱梁接合部を含んだ中柱を取り出し、約1/2に縮小した。実験要因は梁上端主筋本数、梁下端主筋の水平投影定着長(1dh)、柱梁接合部のせん断補強筋量(pw)、せん断補強筋強度とした。固定要因は、コンクリート設計基準強度($F_c=270\text{kgf/cm}^2$)、柱の主筋本数(12D19)、柱の断面寸法(475×475mm)、柱軸力($67\text{tf}=0.11F_c \cdot b \cdot D$)、折曲げ筋余長(12d)、折曲げ内法半径(2.5d)、柱梁主筋(D19,SD390,異形ネジフシ鉄筋)とした。コンクリートは最大骨材粒径20mmで早強セメントを使用し、平打で一体打設とした。なお、NO.5は梁下端筋を通し配筋とし、NO.11は定着筋の折曲げ部内側にだば鉄筋を設けた試験体とした。

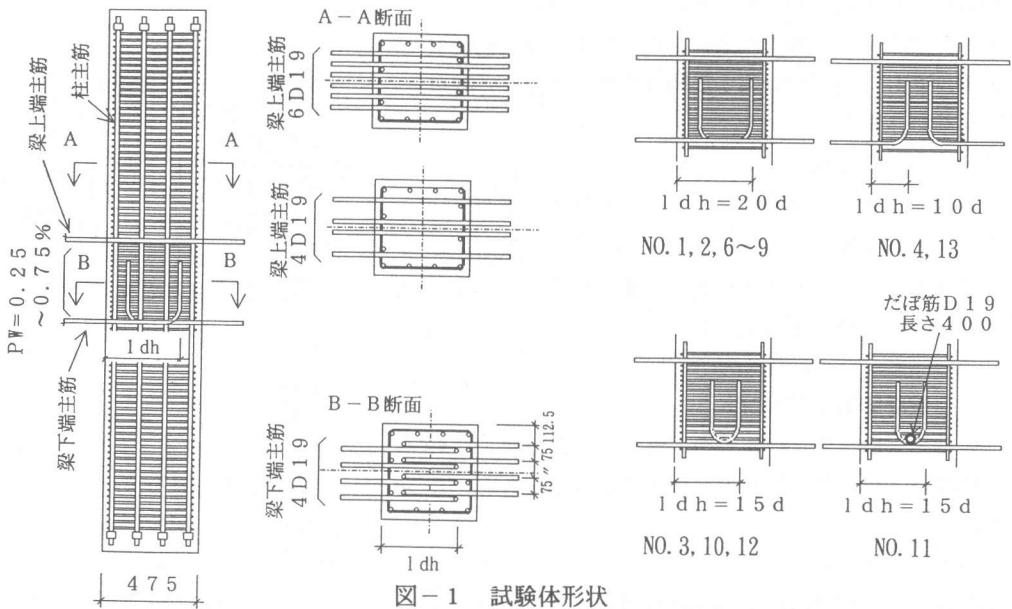


図-1 試験体形状

*1 安藤建設(株)技術研究所(正会員), *2 同, *3 同, 工修(正会員), *4 同, 工修

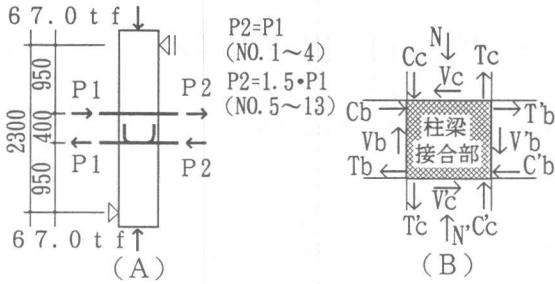


図-2 加力方法

2.2 加力方法

加力方法を図2(A)に、地震時に柱梁接合部に作用する力を図2(B)に示す。加力は、一定軸力(67tf)をピン・ローラー支持された柱に加えた後、図3に示す加力治具により梁主筋に引張力及び梁筋位置での圧縮力を加えた。梁主筋に引張力を加えた時は、梁主筋は加力治具にナットで固定した。圧縮力は梁筋周辺のコンクリート面を幅30cm成14cmの加力治具を介し加圧した。なお、梁主筋端部に生じる引張応力度が上端筋と下端筋で等しくなる様に、上端筋と下端筋の本数が違う試験体NO.5~13では $P_2 = 1.5 \times P_1$ とした。この加力方法により、地震時に柱梁接合部に作用する力は、梁のせん断力(V_b, V'_b)以外は再現されている。加力スケジュールは図4に示す様に、梁主筋が降伏するまでは荷重制御で正負繰り返し載荷し、それ以降は梁主筋の抜け出し量と伸び量の合計(δ)による変位制御で一方向単調載荷した。なお、梁主筋の引張応力度が $1.2\sigma_y$ (σ_y =梁主筋降伏強度)に至った時点で実験を終了した。

2.3 計測方法

主な計測項目は、梁主筋の抜け出し量と伸び量の合計(δ)を柱中央部から変位計で図3の様に、梁主筋の歪をワイヤーストレインゲージで、また油圧ジャッキの荷重を圧力計でそれぞれ測定した。

3. 実験結果及び検討

実験結果と計算値との比較の一覧を表3に示す。なお、計算値②、③は外柱を対象とした式であるが参考として示した。

3.1 実験経過

最終ひび割れ状況の代表的な例を図5に、一般的なひび割れ発生過程及び破壊パターンを以下に示す。

表-1 試験体一覧表

NO	梁主筋本数	水平投影定着長	柱梁接合部PW(%)	せん断補強筋
1		20d	0.25	
2	上4			D6
3	下4	15d	0.5	
4		10d		$\phi 6$
5		25d	0.25	
6				D6
7	上6	20d	0.5	
8	下4			$\phi 6$
9			0.75	D10
10				D6
11		15d	0.5	
12				$\phi 6$
13		10d		

表-2 材料試験結果

	鉄筋			
	降伏強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	ヤング率 tf/cm ²	降伏歪 $\times 10^{-6}$
D19	4260	5910	1910	2230
D10	3560	4970	2000	1780
D6	3800	5400	1840	2140
$\phi 6$	8190	9480	1930	6280

試験体NO.	コンクリート		
	圧縮強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	ヤング率 tf/cm ²
1,5	276	25.4	284
2,3,4	284	26.1	296
6~13	312	27.4	296

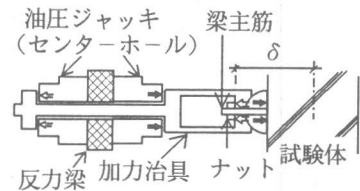


図-3 加力治具

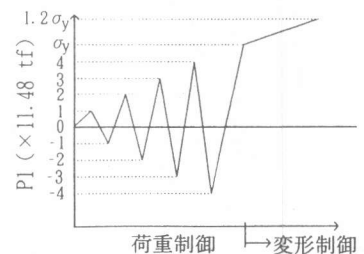


図-4 加力スケジュール

- ① 曲げひび割れが接合部せん断力50tf前後で梁引張側 主筋付近に発生し、これが荷重の増加と共に梁主筋に沿って次第に伸展していった。
- ② 柱梁接合部にせん断ひび割れが、接合部せん断力50~70tfで発生した。せん断ひび割れ発生箇所は、 $l_{dn}=25$ (通し配筋), 20dの試験体では柱梁接合部の対角であり、 $l_{dn}=15, 10d$ の試験体では引張側梁主筋折り曲げ部内側であった。
- ③ せん断ひび割れ及び梁引張側主筋周辺のひび割れが拡大及び伸展した。
- ④ 最終的に $l_{dn}=10d$ の試験体では図6 に示す様に梁下端引張側主筋から放射状に伸びるひび割れが広がり、その周辺のコンクリート全体が取れ出して定着破壊した。梁上端主筋=6本、 $l_{dn}=25$ (通し配筋) ~15d, $p_w=0.25\sim 0.5\%$ の試験体は、柱梁接合部の対角線方向に発生したひび割れが貫通することによりせん断破壊した。それ以外の試験体は梁主筋の塑性硬化により荷重が増加したが破壊に至らず実験を終了した。

表-3 実験結果一覧

NO	せん断ひび割れ発生 接合部せん断力(tf)		最大定着荷重 (tf) (定着筋一本当たり)			柱梁接合部最大せん断力 (tf)			破壊 形状
	実験値	計算値①	実験値	計算値②	計算値③	実験値	計算値④	計算値⑤	
1	71.9	68.8	14.9	20.8	15.1	97.8	152.4	144.6	-
2	66.0	69.5	15.3	22.2	15.3	90.2	156.8	151.4	-
3	62.3	69.5	15.6	19.3	11.5	100.9	156.8	151.4	-
4	47.7	69.5	10.3	15.1	7.6	67.7	156.8	167.3	TH
5	89.5	68.8	14.2	-	-	114.0	152.4	144.6	SH
6	68.2	71.9	15.4	22.1	16.0	114.3	172.3	144.6	SH
7	67.3	71.9	15.7	23.3	16.0	119.0	172.3	151.4	SH
8	63.5	71.9	15.6	23.3	16.0	122.6	172.3	167.3	SH
9	68.5	71.9	15.6	24.4	16.0	125.9	172.3	157.0	-
10	64.0	71.9	15.6	20.2	12.0	120.0	172.3	151.4	SH
11	68.6	71.9	15.7	20.2	12.0	121.9	172.3	151.4	SH
12	59.4	71.9	15.6	20.2	12.0	118.6	172.3	167.3	SH
13	50.3	71.9	10.1	15.8	8.0	83.3	172.3	167.3	TH

計算値①= $Ft(1+\sigma_o/Ft)^{1/2}tp \cdot j$ $Ft=1.6 \cdot Fc^{1/2} \dots \dots [2]$ TH:定着破壊
 計算値②= $\omega \cdot db \cdot f_{bear} \cdot \sin \theta \cdot h / (h-j) \dots \dots [1]$ SH:せん断破壊
 計算値③= $At \cdot 1dh \cdot 3000 / ((360/Fc)^{1/2} 10 db) \dots [1]$
 計算値④= $\kappa \cdot \sigma_B \cdot b_j \cdot D_j$ $\kappa=0.3 \dots \dots [1]$
 計算値⑤= $p\tau u \cdot tp \cdot j$ $p\tau u = \tau_c + \tau_s \dots \dots [2]$

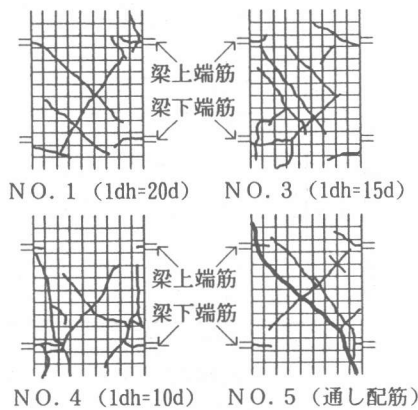


図-5 最終ひび割れ状況

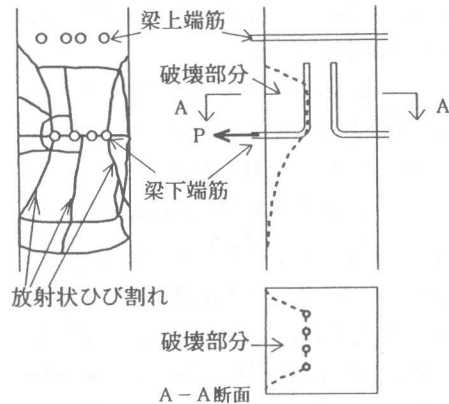


図-6 NO. 4 破壊状況

3.2 定着荷重と梁主筋抜け出し量の関係
 定着応力（加力位置での引張側梁下端主筋の応力度： σ ）と梁主筋抜け出し量（柱成中央部からの梁主筋抜け出し量と伸び量の合計： δ ）の関係で代表的な例を図7に示す。ただし、 δ については初期の加力治具によるがたを、 $\sigma - \delta$ 図の初期勾配が一致するように補正した。

NO.1の上端筋（通し配筋： $l_{dh}=25d$ ）と比較して概ね以下の傾向があった。

- ① $l_{dh}=20d$ の試験体の下端筋はほとんど差異がない。
- ② $l_{dh}=15d$ の試験体の下端筋は $\sigma < 2800 \text{ kgf/cm}^2$ に於いてはほとんど差異がないが、 $\sigma > 2800 \text{ kgf/cm}^2$ では繰り返しによる耐力低下が大きい。
- ③ $l_{dh}=10d$ の試験体の下端筋は、 $\sigma < 1600 \text{ kgf/cm}^2$ ではほとんど差異がないが、 $\sigma > 2200 \text{ kgf/cm}^2$ では δ が大きくなり、 $\sigma = 3530 \sim 3570 \text{ kgf/cm}^2$ が最大で降伏荷重の83~84%、計算値②の64~68%、計算値③の126~135%であった。

柱梁接合部のせん断補強筋量、せん断補強筋強度及びせん断力（梁上端主筋 4, 6本）の影響は顕著には認められなかった。

3.3 最大定着荷重の検討

定着破壊した $l_{dh}=10d$ の試験体の最大定着荷重に対する既往の計算値の適合性は、計算値②は梁定着筋までの柱側面コンクリート被り厚が大きく影響し、定着筋の群効果も考慮していないため、本実験に於いては計算値が大きめに算定されたと考えられる。計算値③は本実験に対して安全側の算定となっている。

なお、 $l_{dh}=25 \sim 15d$ の試験体は、加力端での梁主筋応力度が降伏強度の1.2倍（ $4260 \times 1.2 = 5110 \text{ kgf/cm}^2$ ）まで定着耐力を確認した。

3.4 せん断ひび割れ発生荷重の検討

実験値/計算値①と水平投影定着長（ l_{dh} ）との関係を図8に示す。せん断ひび割れ発生荷重は l_{dh} の影響を受け、 l_{dh} が長いほうがせん断ひび割れ発生荷重は高い傾向にあり、実験値は計算値①の69~105%で、 $l_{dh}=20d$ ではほぼ計算値①に近い。

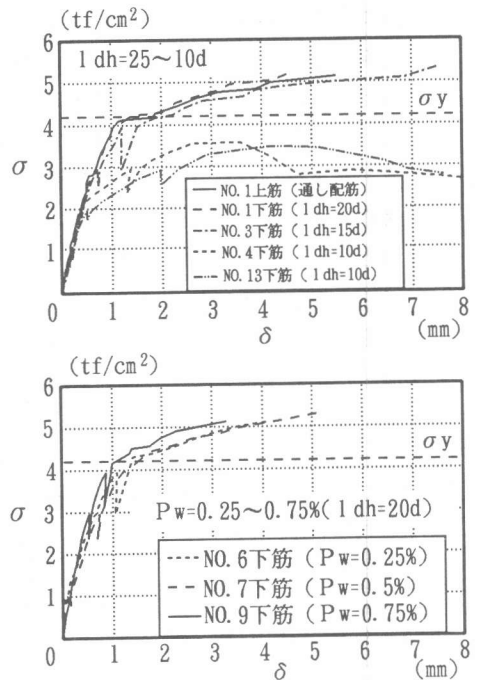


図-7 $\sigma - \delta$ 関係正側包絡線

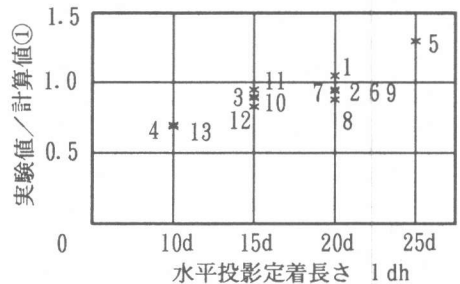


図-8 せん断ひび割れ発生荷重と水平投影定着長との関係

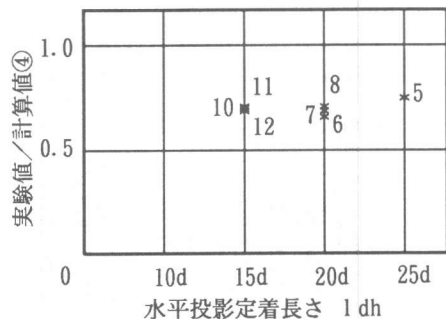


図-9 せん断耐力と水平投影定着長との関係

3.5 せん断耐力の検討

せん断破壊した試験体について実験値/計算値④と l_{dn} との関係を図9に、実験値と $p_w \cdot w \cdot \sigma_y$ との関係を図10に示す。せん断破壊した試験体の実験値は計算値④の66~75%、計算値⑤の71~81%であった。これは、梁主筋の曲げ降伏が先行したためと思われる。せん断耐力と l_{dn} との関係は明瞭ではない。せん断補強筋に高強度鉄筋を使用した事による、最大せん断耐力に与える影響は顕著には認められなかった。

3.6 付着応力度の検討

定着応力および梁主筋の歪より求めた各区間の平均付着応力度(τ)と加力位置での引張側梁主筋の応力度(σ)との関係の代表例を図11に示す。A区間では各試験体とも σ =約2000kgf/cm²で τ =50kgf/cm²前後に達し、それ以降は徐々に低下した。B区間に於ける τ は、 $l_{dn}=25$ (通し配筋)、20dの試験体では σ の増加と共にせん断ひび割れ後も増加したが、 $l_{dn}=15$, 10dの試験体ではせん断ひび割れ後は急激に低下した。C区間に於いては、 τ =30kgf/cm²前後でせん断ひび割れが発生し、それ以後は $l_{dn}=20$ dの試験体では一旦低下した後再び増加したが、 $l_{dn}=25$ (通し配筋)、15, 10dの試験体ではせん断ひび割れ発生直後から大きく増加し始めた。

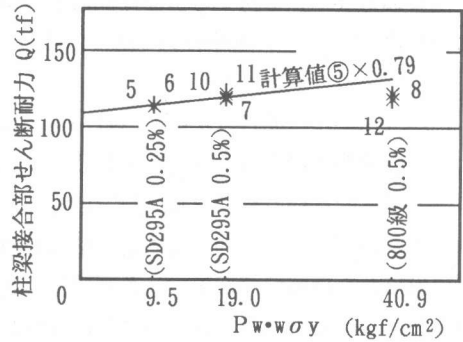


図-10 せん断耐力と $P_w \cdot w \cdot \sigma_y$ との関係

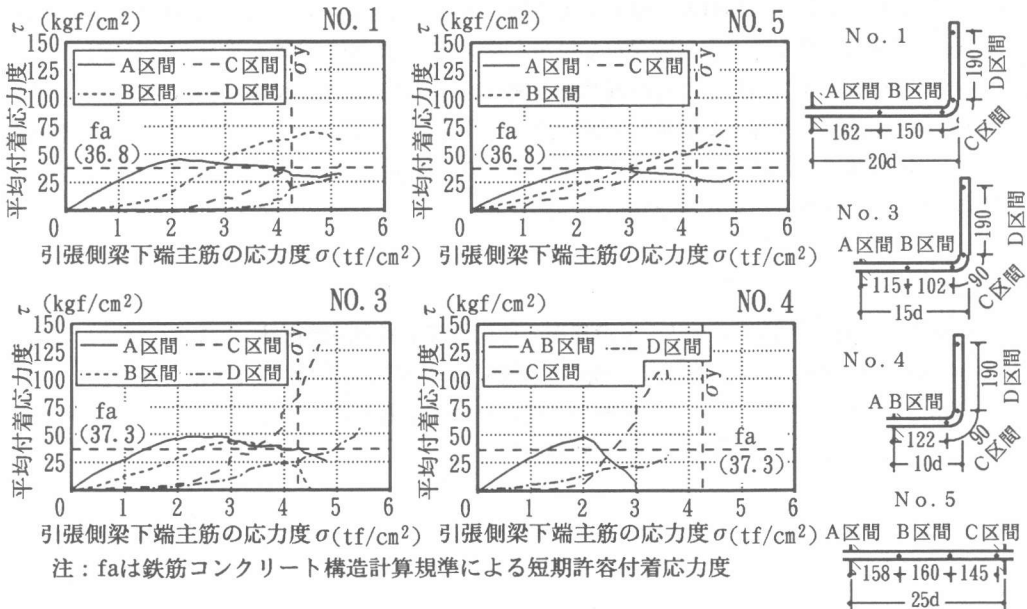


図-11 各区間の平均付着応力度(τ)と定着応力(σ)との関係

定着応力 (σ) に対する折曲げ部以後の定着力の割合 (P'/P) との関係の代表例を図 1 2 に示す。

1dh=20dの定着筋は、 $\sigma < 2000 \text{ kgf/cm}^2$ ではほとんど直線部での定着に依存しており、 $\sigma = \sigma_y$ においても $P'/P = 0.28 \sim 0.41$ と低く、直線部の定着力の割合が大きい。1dh=15dの定着筋は荷重の低い段階から折曲げ部以後で、ある程度の定着力を負担しており、 $\sigma = \sigma_y$ においては $P'/P = 0.68 \sim 0.81$ となり折曲げ部以後の定着力への依存が大きくなった。1dh=10dの定着筋は、荷重の低い段階から1dh=15dの定着筋以上に折曲げ部以後で定着力を負担しており、最大荷重時では直線部での定着力はほとんど失われ、折曲げ部以後で定着されていた。

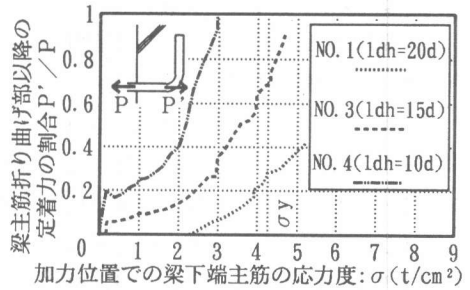


図-1 2 折曲げ部以後の定着力の割合 (P'/P) と定着応力 (σ) の関係

4. まとめ

梁下端主筋の曲げ上げ定着に関する 1 3 試験体の実験を行った結果、本実験の範囲について次のような知見を得た。

- 1) 定着耐力と水平投影定着長 (l_{an}) との関係は $l_{an} = 20, 15d$ に於いては、加力端での梁主筋応力度 (σ) が降伏強度 ($\sigma_y = 4260 \text{ kg/cm}^2$) の 1.2倍まで定着出来ていた。 $l_{an} = 10d$ では、 σ は σ_y の84%以下で定着破壊した。
- 2) 梁主筋抜け出し量 (δ) と水平投影定着長 (l_{an}) との関係は、 $l_{an} = 20d$ は通し配筋とほとんど差異が無い。 $l_{an} = 15d$ は繰返しによる耐力低下が大きい。 $l_{an} = 10d$ に於いては $\sigma < 1600 \text{ kgf/cm}^2$ では通し配筋とほとんど差異がないが、 $\sigma > 2200 \text{ kgf/cm}^2$ では δ が大きくなった。
- 3) せん断補強筋比 (p_w)、せん断補強筋強度 ($w\sigma_y$) 及び、水平投影定着長 (l_{an}) が、柱梁接合部のせん断耐力に与える顕著な影響は認められなかった。
- 4) 柱梁接合部のせん断ひび割れ発生荷重は水平投影定着長 (l_{an}) の影響を受け、 l_{an} が長いほうがせん断ひび割れ発生荷重は高い傾向にあった。

参考文献

- [1] 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・同解説、pp166 (解7.9)・pp164 (解7.5)・pp187 (解9.3)・pp156 (7.1)、1990年11月
- [2] 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、pp118-119 (2.1)(2.5)~(2.9)、1987年9月