

論文 最上階柱梁接合部におけるプレート定着工法に関する研究

青田 晃治^{*1}・渡邊 朋之^{*2}・成瀬 忠^{*2}・森本 敏幸^{*3}

要旨：近年、RC 構造物のプレキャスト化に伴い、プレート定着工法が多用されつつあるが、最上階外周柱内での梁主筋定着や、最上階の柱主筋定着に使用した場合、定着部破壊や接合部の早期せん断破壊により、指針等で示された接合部強度に達しないと言う研究が多く報告されている。本研究では、柱または梁の主筋定着をプレート定着工法とした最上階外周接合部の補強方法を提案し、8体のL型接合部試験体を用いて曲げおよびせん断実験を行ない、その基本的な構造性能を把握した。

キーワード：柱梁接合部、鉄筋定着、プレート定着、プレキャスト

1. はじめに

近年、RC 構造物のプレキャスト化に伴い、梁主筋の定着方法として機械式定着工法が利用されているが、なかでも鉄筋端部に鋼板を取り付け、鋼板の支圧抵抗を鉄筋の定着力の一部に利用する、いわゆるプレート定着工法が最も一般的である。しかし、これまでの研究資料では、最上階外周柱梁接合部内での梁主筋定着や最上階の柱主筋定着への適用は、主筋の定着破壊や接合部の早期せん断破壊などにより、指針等で示された接合部強度に達しないと言う事例が多く報告されている。本研究では、最上階柱梁接合部内での主筋の定着にプレート定着工法を適用し、柱または梁の部材端曲げヒンジを形成す

るのに十分な接合部補強方法を提案し、その基本的な構造性能を把握することを目的としている。そこで、外周柱梁接合部を模擬し、補強方法を試験変数としたL型試験体8体による構造実験を行ない、その考察を行ったので報告する。

2. L型接合部の曲げおよびせん断実験

2.1 実験概要

(1) 試験体

試験体は図-1に示すRC ラーメン構造物の最上階外周柱梁接合部を取り出した、直交梁の無いL型試験体である。縮尺は実物の1/2とした。本研究で用いたプレート定着工法は、図-2に示すように、ネジ節鉄筋に円形のプレートを

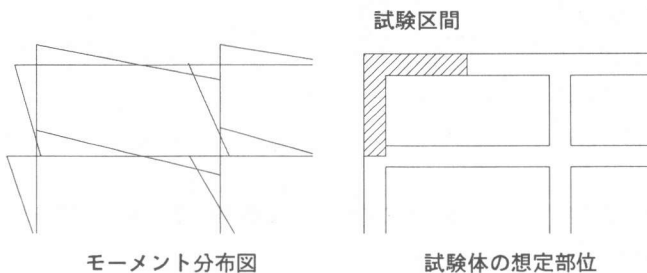


図-1 一般的なRC最上階のモーメント分布と試験体想定部位

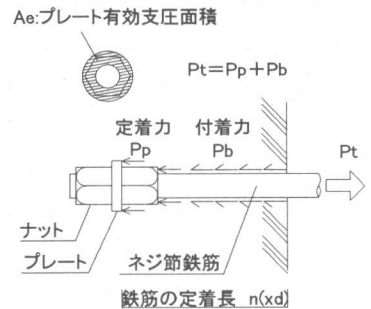


図-2 プレート定着工法

*1 前田建設工業(株) 技術本部 技術研究所 研究第2gr. 工修(正会員)

*2 前田建設工業(株) 技術本部 技術研究所 研究第2gr. (正会員)

*3 (株)錢高組 建築本部 技術部 工博(正会員)

表-1 試験体諸元および材料強度

試験体名		LP15-1	LP15-2	LP15-3	LP18-1	LP18-2	LP18-3	LP16-4	LP20-5	
想定破壊形式		接合部せん断破壊							柱曲げ破壊	
接合部	補強方法	かご筋	罫D10 SD295A			罫D13 SD295A		罫D13 (フック付)		—
		σ_y	385			341				—
	梁筋拘束 その他	—	コ型筋	U型筋	—		—		コ型筋8本	
	せん断補強筋	□2-UHD6 4段						42-UHD6 5段	罫4-UHD6 5段	
Pw	Pw=0.26%						Pw=0.35%	Pw=0.63%		
柱	断面(bxD)		350x350							
	定着方法	プレート	φ 32, t=9				φ 49, t=12		φ 34, t=6	
		L型鋼	—				L75x75x9		L75x75x6	
	定着長さ		240(15d)			288(18d)		256(16d)		260(20d)
	配筋	n-d	12-D16							
		強度	SD345			SD490		SD295A		12-D13
		σ_y	450			375		585		350
	Hoop	配筋	n-d	4-UHD6@60						罫4-UHD6@90
			強度	SDH685						
			σ_y	703			677		723	
Pw	Pw=0.60%						Pw=0.40%			
梁	断面(bxD)		275x350							
	定着方法	上端	U型定着			L曲げ	プレート φ 32, t=9	L型鋼 75x75x9	L型鋼 75x75x6	
		下端				プレート φ 32, t=9	プレート φ 49, t=12	プレート φ 34, t=6		
	定着長さ		—			240(15d)		256(16d)		260(20d)
	配筋	n-d	上下共4-D16							
		強度	SD490							
		σ_y	550			508		585		550
	Pt	Pt=0.92%						Pt=0.59%		
	St.	配筋	n-d	4-UHD6@50						4-UHD6@80
			強度	SDH685						
σ_y			703			677		723		
Pw	Pw=0.93%						Pw=0.58%			
コンクリート圧縮強度 σ_B		31.6	32.0	32.0	31.0	26.4	27.7	33.7	35.4	

長さの単位: mm 強度の単位: N/mm²

通し、2つのナットで締付ける形式である。定着長さは既往の研究¹⁾²⁾から15d以上とし、プレートの大きさは、図-2に示す有効支圧面積で主筋規格降伏強度の0.5倍に相当する支圧力を受けた場合に、支圧応力度がLP15およびLP18のシリーズは2Fc以下、LP16-4、LP20-5は1Fc以下になるように設定した。ここでFcは設計用コンクリート圧縮強度(30N/mm²)である。

表-1に各試験体の諸元を示す。既存の研究³⁾で、同様なL型試験体において、L型が閉じる変形時(本報では正側荷重時)に、接合部の出隅部近傍の柱定着プレート位置から、接合部の入隅部に向けての斜めひび割れが大きく拡がり、有効な斜め圧縮束が形成されずに耐力が低下するという報告がある。そこで、本研究ではLP16-4、LP20-5を除く試験体に、D10またはD13のかご筋を柱主筋に沿わせて罫型に配し、出隅部からのひび割れの拡大を抑制する補強を行なった。LP15シリーズの梁主筋はU型定着とし、柱主筋は定着長さ15dのプレート定着と

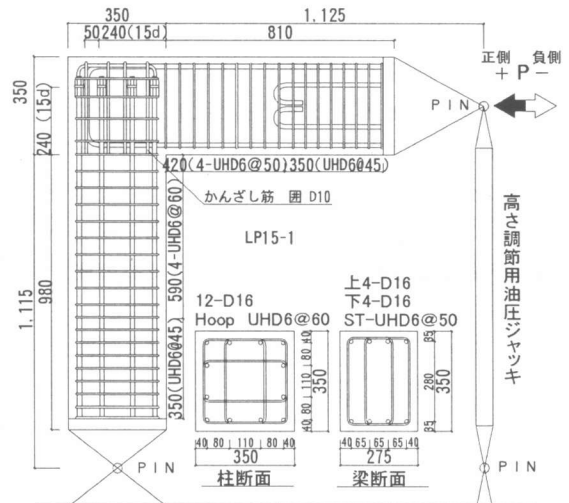


図-3 加力方法および試験体配筋例 (LP15-1)

した。LP15-2およびLP15-3は、LP15-1の接合部に図-4に示すような接合部補強を施した試験体である。LP18-1はLP15-1を基に、柱主筋定着長さを18dとしたものである。LP18-2は梁下端筋がプレート定着、上端筋が梁下面までの

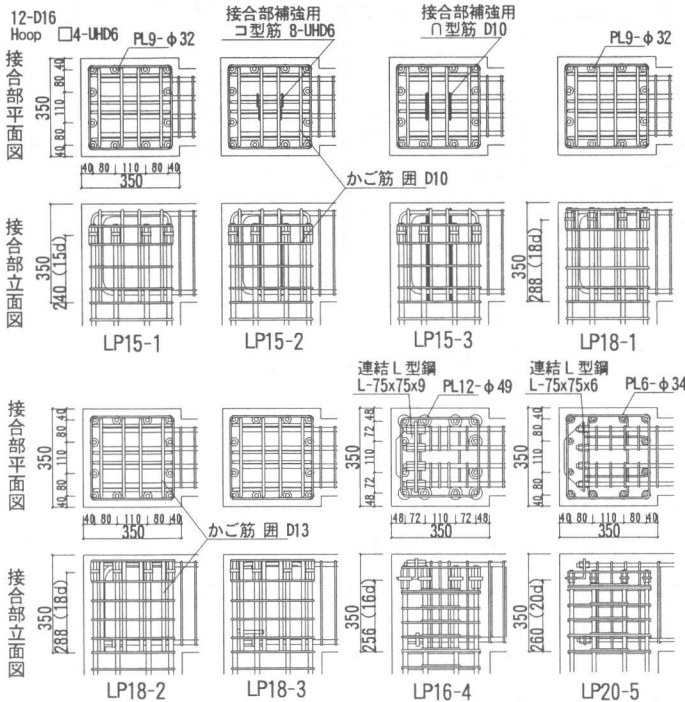
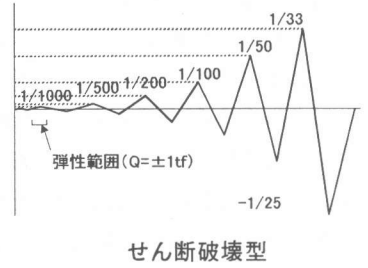
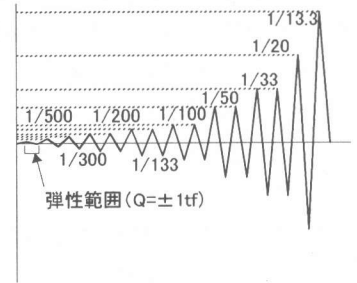


図-4 試験体配筋図



せん断破壊型



曲げ破壊型 (LP20-5)

図-5 加力スケジュール

L曲げ定着の試験体で、かご筋の径をD13として、接合部の出隅部からの斜めひび割れに抵抗する鉄筋の量を増した。LP18-3の梁主筋は上下ともプレート定着とし、D13のかご筋は拔出しを防止する目的で、柱外側面の足をフック付とした。LP16-4、LP20-5はLP18-3と同様に、梁主筋、柱主筋ともにプレート定着としたが、かご筋は用いず、正側荷重時の梁上端筋と柱外側主筋との引張応力伝達をより確実にこなうため、梁上端筋4本と柱外側主筋の内側2本をL型钢で締結した。また、柱主筋には付着力を増すために、囀型に中子筋を配し、プレート部分が支圧力によってかぶり側に跳ね出さないよう、外周せん断補強筋を定着プレートの下に2本配して拘束した。また、梁上端筋には上方から∩型の拘束筋を配し、梁の付着力向上および跳ね上がりを防止する補強を施した。LP16-4は確実に接合部せん断破壊を起こすように、柱主筋のかぶりを40mmとし、接合部コンクリートの有効断面積を小さくした。一方、LP20-5は柱を曲げ破壊するよう、主筋をD13、SD295Aとした。

(2) 荷重方法

荷重方法は図-3に示すように、柱脚および梁端部をピン支持とし、梁側のピンの位置に加力点高さを一定に保つためのジャッキを設け、試験体が平行四辺形を保ちながら変形し、接合部にせん断力が生じるような機構を用いて荷重した。図-5にせん断破壊型および曲げ破壊型の荷重スケジュールを示す。

2.2 実験結果

(1) 破壊状況

【LP15シリーズ】 LP15シリーズは接合部の補強の有無に関らず、ほぼ同じ破壊経過をたどり、耐力、変形性能とも類似した結果となった。正側（閉じる側）荷重では、柱せん断力 $Q=+20\text{kN}$ 前後で梁に、 $Q=+30\text{kN}$ 前後で柱に曲げひび割れが生じ、 $Q=+70\text{kN}$ 前後で接合部中央にせん断ひび割れが生じた。その後は出隅位置近傍の柱筋定着プレート付近まで斜めひび割れが進展し、かご筋降伏とほぼ同時に最大耐力に至った。

負側（開く側）荷重では柱、梁とも $Q=-15\text{kN}$ 前後で曲げひび割れが生じ、 $Q=-41\sim-56\text{kN}$ で接合部中央にせん断ひび割れが生じた。その後の斜めひび割れは対角線より入隅側で多く発生し、接合部の出隅部側の三角形部分にはほとんど発生しなかった。最大耐力とほぼ同時に入隅部付近の引張側柱主筋が引張降伏し最大耐力となったが、その後はコンクリートの圧壊や新たなひび割れの発生もなく、著しい耐力低下のない曲げ降伏型の履歴性状を示した。

【LP18 シリーズ】 LP18-1, LP18-2 は、履歴特性や破壊経過は LP15 と類似した性状を示した。LP18-3 は正側荷重時に接合部に斜めひび割れが生じた後、 $R=1/100\text{rad}$ までに耐力が低下した。このとき柱背面には損傷は少なく、接合部上面の梁主筋かぶりコンクリートが浮き上がる現象が見られた。この時、梁上端筋およびかご筋は降伏しておらず、その後の目視による観察で梁筋の抜け出しが大きかったことから、梁上端筋の定着破壊により耐力が低下したと考えられる。

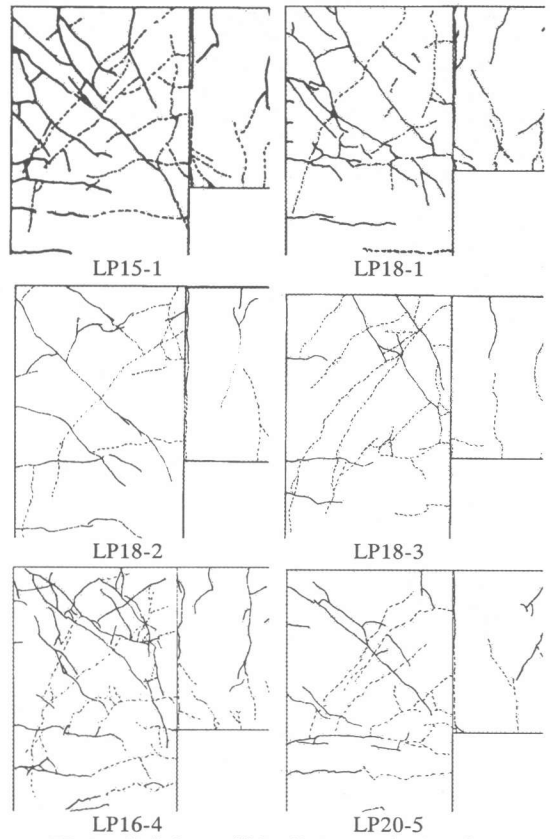


図-6 接合部ひび割れ状況（最大耐力時）

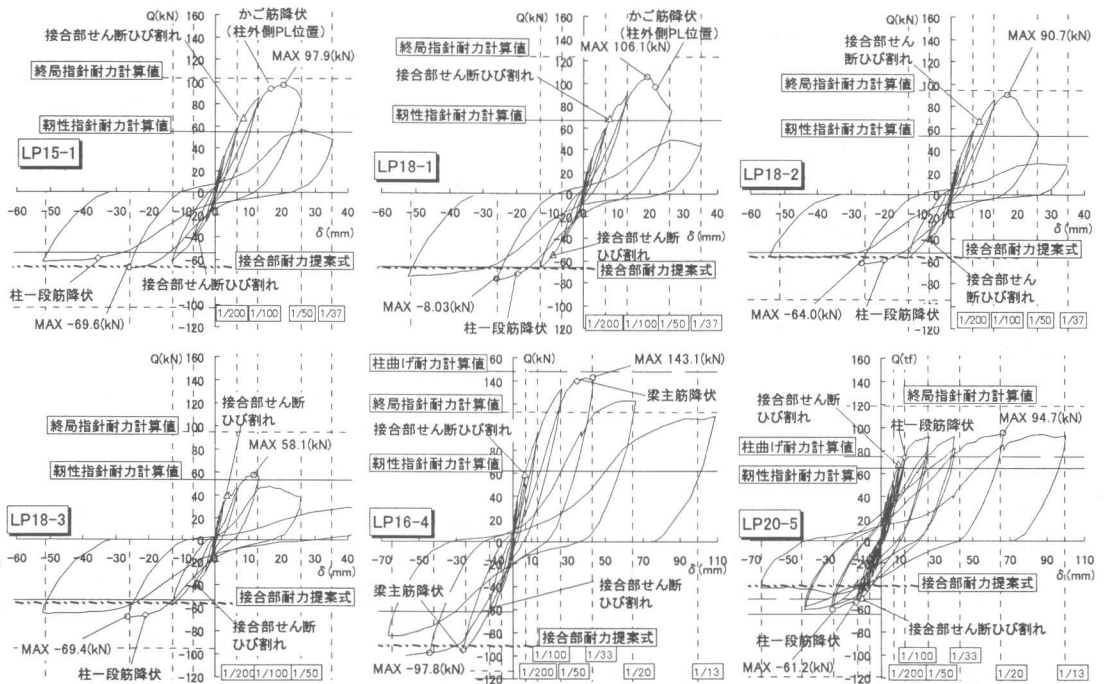


図-7 荷重-変位関係

【LP16-4, LP20-5】 LP16-4, LP20-5は梁上端筋4本と柱主筋2本をL型鋼で締結し、梁主筋の直線部分に、梁主筋拘束筋を配しているため、正負の繰返しにおいても、LP18-3の様な梁上端筋の定着破壊は生じなかった。

LP16-4の正側載荷は、接合部に斜めひび割れが生じ、最大耐力までに大きくひろがったが、最大耐力後の耐力低下は他の試験体に比べて小さかった。これは接合部の斜めひび割れが大きくなった後も、L型鋼によって柱主筋と梁主筋の応力伝達が維持され、有効な斜め圧縮束が形成されたためと思われる。柱降伏を想定したLP20-5は最大耐力までに接合部のせん断ひび割れが他の試験体と同様に発生したが、柱が曲げ耐力に達した後は、柱頭にヒンジが形成され、接合部の損傷は進行しなかった。

LP16-4の負側載荷は接合部のせん断耐力計算値に達した後も耐力は更に上昇し、引張側梁主筋が降伏した後も耐力低下の少ない曲げ破壊型の履歴特性となった。一方、LP20-5は接合部に顕著な斜めひび割れが発生する前に、柱主筋が降伏して柱曲げ破壊となった。その後R=-1/20rad.まで耐力上昇が見られたが、正負繰返しの影響で接合部に顕著な斜めせん断ひび割れが生じると、緩やかに耐力が低下し、その後は一定の耐力を保ちつづけた。

3. 耐力評価方法の検討

指針^{4),5)}にある柱梁接合部の強度算定式は、直交梁の有無や形状による区別はあるが、正負載荷による区別はされていない。しかし、本実験では最大耐力および破壊性状が正負で大きく異なるため、正負別に耐力評価を行なう。

3.1 正側（閉じる側）の耐力

LP15シリーズ、LP18-1,2では最大耐力に達するのとほぼ同時に、接合部の出隅部付近でかご筋が降伏しており、かご筋が隅部分からのひび割れに対して抵抗していることが分かる。したがって、正側の接合部せん断耐力は、かご筋が降伏するまでは接合部に有効な斜め圧縮束が形成され、接合部内のコンクリートのせん断により耐力が決定するものと考えられるため、指針⁴⁾の耐力算定式を用いて接合部耐力を評価した。ただし、LP18-3のように早期に定着破壊を起こす場合は適用できない。LP16-4,LP20-5ではL型鋼で締結された梁主筋と柱主筋が、かご筋と同じ働きをするため同様の評価方法を用いた。実験値は計算値の1.59~2.32倍のとなり、いずれも計算値を上回っている。以上より、本実験と同等のかご筋により補強、またはL型鋼で梁柱主筋を締結すれば、指針⁴⁾に示された接合部強度を確保できると考えられる。なお、

表-2 実験結果と耐力計算値の比較(層せん断力表示)

	実験値 Qmax	接合部せん断耐力計算値*1		曲げ耐力 提案式(負側)	梁曲げ 耐力計算値*2	柱曲げ 耐力計算値*2	
		靱性保証型	終局強度型				
LP15-1	正	96.7	55.1 (1.76)	103.0 (0.94)		125.8 (0.77)	121.6 (0.80)
	負	-68.7	-55.1 (1.25)	-103.0 (0.67)	-67.3 (1.02)	-97.9 (0.70)	-96.7 (0.71)
LP15-2	正	89.4	55.1 (1.62)	103.0 (0.87)		125.8 (0.71)	121.6 (0.73)
	負	-69.1	-55.1 (1.25)	-103.0 (0.67)	-67.3 (1.03)	-97.9 (0.71)	-96.7 (0.71)
LP15-3	正	91.7	55.1 (1.67)	103.0 (0.89)		125.8 (0.73)	121.6 (0.75)
	負	-68.5	-55.1 (1.24)	-103.0 (0.67)	-67.3 (1.02)	-97.9 (0.70)	-96.7 (0.71)
LP18-1	正	105.2	66.1 (1.59)	123.7 (0.85)		125.8 (0.84)	121.6 (0.86)
	負	-77.8	-66.1 (1.18)	-123.7 (0.63)	-67.3 (1.16)	-97.9 (0.79)	-96.7 (0.80)
LP18-2	正	90.7	52.8 (1.72)	94.9 (0.96)		114.7 (0.79)	100.3 (0.91)
	負	-64.0	-52.8 (1.21)	-94.9 (0.67)	-56.1 (1.14)	-91.1 (0.70)	-77.9 (0.82)
LP18-3	正	58.1	52.8 (1.10)	94.9 (0.61)		114.7 (0.51)	100.3 (0.58)
	負	-69.4	-52.8 (1.31)	-94.9 (0.73)	-56.1 (1.24)	-91.1 (0.76)	-77.9 (0.89)
LP16-4	正	143.1	61.7 (2.32)	113.7 (1.26)		137.2 (1.04)	149.0 (0.96)
	負	-97.8	-61.7 (1.58)	-113.7 (0.86)	-91.1 (1.07)	-103.9 (0.94)	-119.6 (0.82)
LP20-5	正	94.7	64.7 (1.46)	118.6 (0.80)		84.3 (1.12)	75.5 (1.25)
	負	-61.2	-64.7 (0.95)	-118.6 (0.52)	-40.2 (1.52)	-68.6 (0.89)	-51.0 (1.20)

単位: kN ()は実験値/計算値

*1 計算値を層せん断力に換算する場合に、接合部に入力する部材せん断力は加算していない。

*2 梁または柱の曲げ耐力計算時の軸力は、直交する柱または梁の曲げ耐力時のせん断力とした。

本実験で用いたかご筋量の梁上端筋量に対する割合は、 $A_t \cdot \sigma_y$ にして21.4~38.1%であった。ここで、かご筋の断面は(梁主筋に並行なかご筋本数 n) \times (1本あたりの断面積 A)である。

3.2 負側(開く側)の耐力

LP20-5を除く試験体では、図-8に示すような接合部対角のせん断ひび割れが発生した後は、引張側の梁または柱主筋が降伏するまで耐力が上昇し、その後は著しい耐力低下もなく、曲げ破壊的な性状を示した。また、出隅側の三角形部分には新たにせん断ひび割れは発生しないことから、接合部内の有効な圧縮束はこのひび割れより入隅側に形成され、図-8に示すような引張側鉄筋との釣合いによる抵抗機構が形成されると考えた。この場合の圧縮束の最外縁は、梁下端筋の定着端部と柱内側筋の定着端部を結んだ直線で、危険断面の有効せいは梁下端筋と柱内側筋との交点と、圧縮束の最外縁との距離となる。接合部耐力は柱または梁主筋の強度の低い方で決まると考え、接合部の強度算定式を式〔2〕のように提案した。実験結果は接合部破壊型の各試験体において概ね評価できている。LP16-4では接合部せん断ひび割れ発生後も〔2〕式の強度まで耐力上昇が見られ、接合部耐力がこの抵抗機構によるものと考えられる。一方、LP20-5により、接合部に顕著なひび割れが発生しなければ〔2〕式の耐力を上回って柱曲げヒンジが形成できることが明らかとなり、接合部に顕著なせん断ひび割れが発生した後も、図-8の接合部の抵抗機構に移行して耐力を維持できることが分かった。

4. まとめ

(1) L型接合部において柱主筋をプレート定着にした場合、梁上端主筋がL曲げまたはU型定着の場合にはかご筋を配し、また、梁主筋をプレート定着工法にする場合は梁上端筋と外側柱筋をL型鋼で締結し、梁、柱主筋をU型筋や中子筋で拘束すれば、正側加力では指針⁴⁾による接合部せん断強度を確保できる。

L型接合部の耐力評価式(正側)(指針⁴⁾より)

$$V_{ju} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_j \quad [1]$$

V_{ju}	接合部のせん断強度
$\kappa=0.4$	接合部形状による補正係数(L型)
$\phi=0.85$	直交梁の有無による補正係数(直交梁無し)
$F_j=0.8 \times \sigma_B^{0.7}$	接合部のせん断強度の基準値(N/mm ²)
σ_B	コンクリートの圧縮強度(N/mm ²)
b_j	接合部の有効幅(31.3cm)
D_j	柱せいまたは90°折曲げ筋水平定着長さ ここでは梁定着長さに対して柱定着長さの方が短いので、柱主筋定着長さとした。

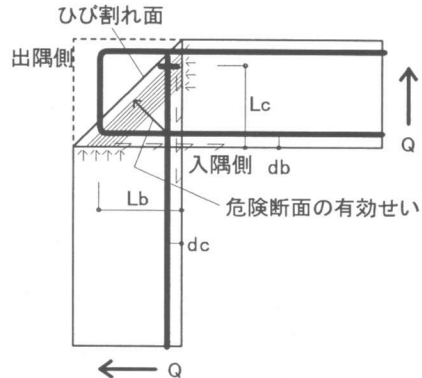


図-8 仮定する負側載荷時の接合部の抵抗機構

接合部の耐力評価提案式(負側)

$$Mu = 0.9 \cdot \min\{a_{bt} \sigma_{by}(L_c - d_b), a_{ct} \sigma_{cy}(L_c - d_b)\} \quad [2]$$

a_{bt}, a_{ct}	梁および柱の引張側主筋断面積
σ_{by}, σ_{cy}	梁および柱主筋の降伏強度
L_c, L_b	柱主筋、梁主筋定着長さ
d_c, d_b	部材面から柱主筋、梁主筋芯位置までの距離

(2) L型接合部の負側加力では、接合部に斜めひび割れが発生しない限りは、部材の曲げ破壊が可能となるが、接合部に顕著な斜めひび割れが発生した後は、接合部内に釣合い力による抵抗機構が形成され、曲げ破壊的な性状を示し、その耐力は式〔2〕で概ね評価できる。

参考文献

- 1) 辻田, 山本, 川崎, 成瀬: 鉄筋コンクリート造梁主筋のプレート定着に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, 第16巻2号, pp.201-206, 1994
- 2) 川崎, 山本, 辻田, 成瀬: 50階クラスRCラメンゾレハブ集合住宅設計施工技術の開発(その3, その4), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1995
- 3) 下中, 崔, 内田, 藤井: 鉄筋コンクリートT字型, L字型柱・梁接合部のせん断耐力, コンクリート工学年次論文報告集, 第19巻2号, pp.1023-1028, 1997
- 4) 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(案)・同解説, 1997
- 5) 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, 1990