

柱主筋のプレート定着工法に関する研究 (その2) L・T型柱梁接合部の耐力・変形性能

成 瀬 忠 渡 邊 朋 之
青 田 晃 治 山 本 憲一郎^{*1}

要 旨

プレート定着工法は、従来の折曲げ定着させる方法に比べ、柱梁接合部の配筋が簡素化でき、施工性も良いため多用されるようになってきている。しかし接合部のコアコンクリートの内部に定着する梁主筋の場合と異なり、柱主筋へ適用する場合は、コアコンクリートの外周に定着部が位置する条件の悪さから使用上の制約が設けられている。また、最上階の梁上端筋は、直交梁などによりスタラップが配筋できないため、JASS5では水平部分は定着部とは認められず、折り曲げ定着の垂直部分のみで所定の定着長さを確保することを求められている。この考え方からもプレート定着の適用外とされていた。前報¹⁾では、柱主筋へプレート定着工法を適用した場合の柱梁接合部のせん断強度を把握するため、梁主筋はU型定着としたL型柱梁接合部架構実験を実施したが、本報では、実施工に即した梁主筋の定着方法を模擬した試験体により、設計で要求される接合部強度を有し、なおかつ柱頭に降伏ヒンジ設けた場合でも十分な変形性能をもつL型およびT型柱梁接合部の構造形式を立案し、その性能を架構実験により確認したので報告する。

キーワード プレート定着／鉄筋コンクリート／柱梁接合部／構造実験／耐力評価式

目 次

- | | |
|------------------------|-----------------|
| 1. はじめに | 4. T型架構実験の概要と結果 |
| 2. 開発工法の概要 | 5. 実験結果の検討 |
| 3. L型架構の改良実験
の概要と結果 | 6. まとめ |

STUDY ON PLATE ANCHORAGE OF COLUMN REINFORCEMENT PART2) STRENGTH AND DEFORMATION OF L・T-SHAPED BEAM-COLUMN JOINT

Tadashi NARUSE
Koji AOTA

Tomoyuki WATANABE
Ken-ichiro YAMAMOTO

Synopsis:

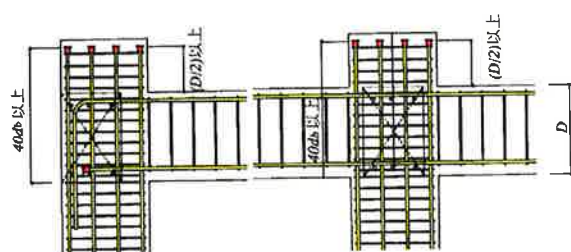
The plate anchorage method, has been spread recent years, can simplify arrangement of beam-column panel compared with the conventional L-shaped method. Since it differs from the beam, the use of the anchorage of column unavoidable to imposes the strict restrictions, so as the case of upper reinforcement of roof floor beam. Because the location of plate is in the perimeter of core concrete.

Previous paper reported the strength of beam-column panel of which the anchorage of beam arrangement is U-shaped, here the anchorage of beam imitates the actual anchorage, plate or L-shaped. This paper reports the result of development that L and T shaped beam-column panel can exert the enough strength and deformation ability, when they are arranged the certain reinforcement that authors have proposed.

* 1 建築設計部 構造設計Gr

1. はじめに

近年、ネジ節鉄筋メーカーが鉄筋端部の定着部品として、円形プレートとナットが一体型となった製品を開発、市販している。しかし、これらの製品は元来、梁筋の定着金具として開発されており、柱筋へ適用する場合には柱頭で降伏させないことを条件としている。降伏ヒンジを設ける場合は、柱筋の定着長さを確保するために図-1のように屋根スラブの上にスタブを設けることとなるが、意匠性や防水工事の手間が増えることになる。また、最上階のL型柱梁接合部の梁上端主筋については、適用範囲外となっており、L型に曲げ下げるのが通常行われている定着方法である。しかし、必要な垂直定着長さが梁せいより大きいときは、柱の中まで余長部が伸びることとなり、VH分離打設や柱プレキャスト化を阻害する要因となっている。



(柱頭に降伏ヒンジを設ける場合)

図-1 一般的なプレート定着による最上階収まり

2. 開発工法の概要

著者らが開発したプレート定着工法の最上階部分の配筋を図-2に示す。本開発により最上階の柱、梁主筋すべてをプレート定着とし、かつ屋根スラブ上に突起を設けることなく柱頭降伏ヒンジに対応が可能となった。直交梁が無い接合部面がある場合には、接合部を拘束するため副帯筋を配し、柱主筋のプレート直下の帯筋は二重にする。また、梁上端筋の定着力を高めるために梁主筋を直接拘束するようにU型の拘束筋を設ける。L型接合部の梁上端筋は全数L型鋼で柱主筋と締結するか若しくは、従来のL型曲げ下げ定着とする。ただし、この場合梁拘束筋による定着効果により水平定着部の定着長さを考慮することができるため、接合部内に垂直定着部が収まりやすくなり、柱先行打設が容易となる。

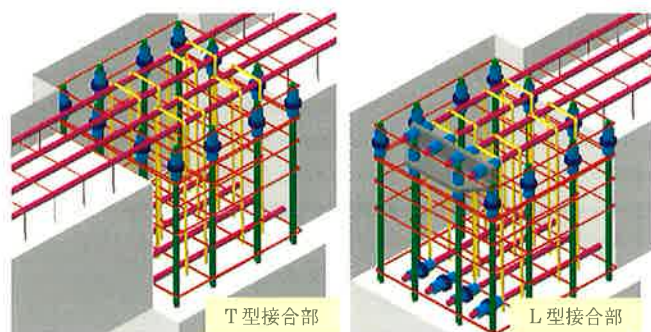


図-2 開発した最上階柱梁接合部

3. L型架構の改良実験の概要と結果

3.1 試験体概要

表-1に試験体諸元、図-3に試験体接合部の配筋を示す。試験体名LPの後の数字は、鉄筋呼び径に対する柱主筋の定着長さを表す。LP18シリーズ、LP16-4は接合部せん断破壊型、LP20-5は柱曲げ破壊型である。プレート定着工法は、ネジ節鉄筋に円形の鋼板を通してナットで締込んだものとした。全試験体とも柱主筋はプレート定着で、LP18-2は梁主筋の下端がプレート定着、上端はL型曲げ定着とした。LP18-3は上下端ともプレート定着である。LP18シリーズはいずれもコ型のかご筋を柱主筋に沿わせ、上方から円形に挿入した。LP18-3には出隅角部付近から接合部内に向けて発生するひび割れの拡大を抑制するためにかご筋の柱背面側を90°フックとした。LP16-4、LP20-5は、柱背面側主筋の内側2本と梁上端主筋の全部をL型鋼で締結した。また、梁上端主筋の付着力の向上と跳ね上り防止のために、梁主筋2本をまたぐように接合部の上方からU型の梁拘束筋を挿入した。さらに支圧力によるプレート部のかぶり側への跳ね出し防止のために、接合部内に副帯筋を設け、プレート下のせん断補強筋を2重にした。LP16-4は確実にせん断破壊させるために主筋の芯位置を外面から48mmとし、接合部のせん断有効断面積を小さくした。LP20-5は柱曲げ破壊を先行させるために主筋径をD13としSD295Aを使用した。表-2に材料の力学的性質を示す。

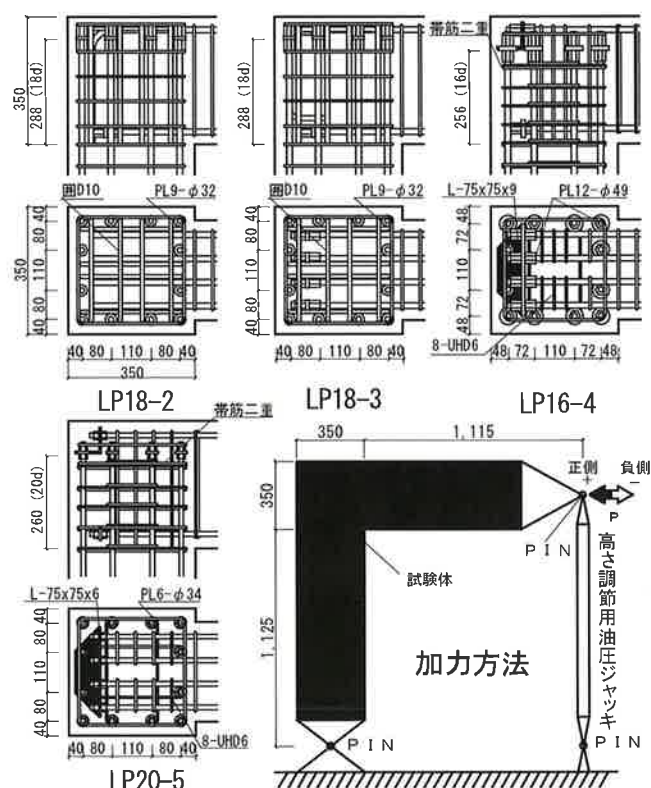


図-3 試験体の配筋及び加力方法
(L型架構試験体)

表-1 試験体諸元

接合部	LP18-2	LP18-3	LP16-4	LP20-5
補強方法	かご筋 囲-D13	—	—	—
Hoop	□2-UHD6 Pw=0.24%	← Pw=0.30%	← Pw=0.30%	囲4-UHD6 Pw=0.60%
主筋 配筋	12-D16 (SD345)	12-D16 (SD490)	12-D13 (SD295A)	12-D13 (SD295A)
補強方法	中子筋、PL部直下に外周せん断補強筋を2重に配筋	—	—	—
定着長さ	288mm (18d)	265mm (16d)	260mm (20d)	—
Hoop	□2-UHD6@60 Pw=0.27%	—	—	囲4-UHD6@90 Pw=0.36%
主筋 配筋	上下共4-D16 (SD490)	—	—	上下共4-D13 (SD490)
補強方法	—	—	—	—
定着方法	L曲げ+PL 上下PL	上下PL (上端筋は柱主筋とL型鋼で締結)	—	—
スターアップ	4-UHD6@50 Pw=0.65%	—	—	4-UHD6@80 Pw=0.40%

表-2 材料の力学的性質

コンクリート	種別	圧縮強度 σ_B	最大圧縮歪 $\varepsilon_B (\mu)$	ヤング率 E_c	ポアソン比 ν_c	割裂強度 σ_t
	普通	31.7	2200	2.36E+04	0.17	2.70
鉄筋	呼び径	降伏強度 σ_y	降伏歪 $\varepsilon_y (\mu)$	ヤング率 E_s	引張強さ σ_u	伸び (%)
柱主筋	D16	450	2990	1.77E+05	674	19.5
	D13	350	1950	1.85E+05	517	25.3
梁主筋 かご筋	D16	550	3070	1.81E+05	705	13.0
	D13	549	2900	1.91E+05	694	27.4
円型梁拘束筋 せん断補強筋	UHD6	723	6010	1.92E+05	949	14.8

強度、ヤング率の単位 : N/mm²

3.2 実験結果

図-4に $R=\pm 1/50$ rad時のひび割れ状況、図-5に荷重(柱せん断力)-変形関係を示す。LP18-2は、L型が閉じる方向の正加力側は靱性指針²⁾耐力を上回り、 $R=+1/33$ radでかご筋の降伏と同時に耐力が低下した。負側は柱主筋の降伏とほぼ同時に最大耐力となり、耐力低下の少ない履歴性状となった。LP18-3の正側は靱性指針耐力に達した直後、梁上端筋の定着破壊により耐力が低下した。LP16-4の正側は接合部に顕著なせん断ひび割れが発生した後も耐力は上昇し、最大耐力は終局強度指針³⁾耐力を上回った。これは柱、梁主筋がL型鋼と締結されているため、接合部に有効な圧縮束を形成するのに十分な反力を維持できたためと思われる。負側は接合部の損傷が拡大した後も、梁主筋が降伏するまで耐力上昇し、その後は耐力低下の少ない履歴性状となった。LP20-5の正側は他の試験体と同様に接合部に斜めせん断ひび割れが発生したが、柱曲げ破壊後は柱頭ヒンジに変形が集中し、接合部の損傷は進行しなかった。負側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し、 $R=-1/33$ radまでスリップ性状のない良好な変形性能を示した。その後、正負繰返しの影響で接合部のせん断

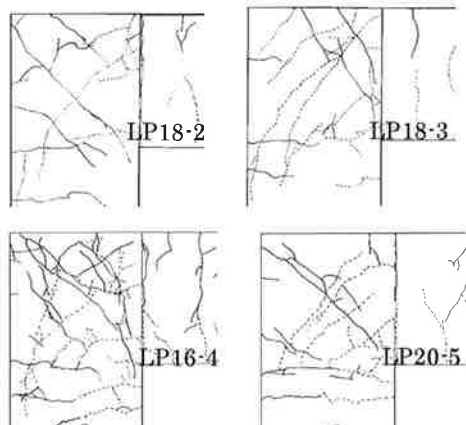


図-4 終局時ひび割れ図 ($R=\pm 1/50$)

ひび割れが進行すると、緩やかに耐力低下し、その後は一定の耐力を保ったまま変形が進んだ。

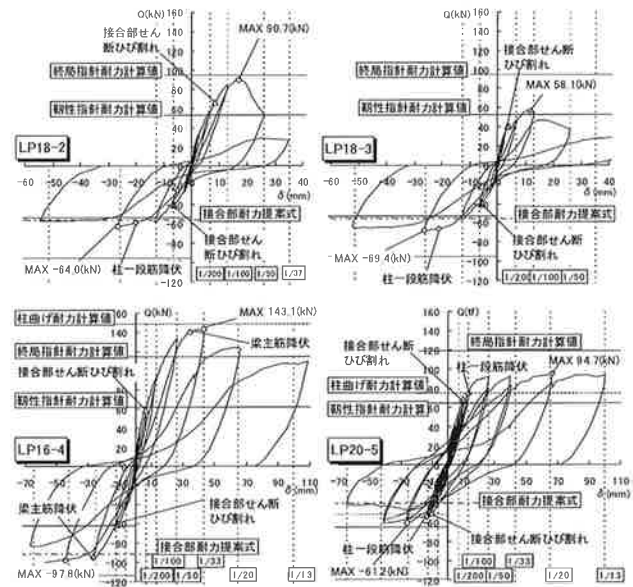


図-5 荷重-変形関係

4. T型架構実験の概要と結果

4.1 実験概要

(1) 試験体

試験体は、全部で4体製作した。図-6に各試験体の柱梁接合部の配筋、表-3に試験体諸元を示す。TP18-1, TP16-3は柱梁接合部でせん断破壊、TP18-2, TP20-4は柱頭で曲げ破壊させるように計画した。TP18-1, 2は柱主筋を12-D16とし、梁下からプレート底面までの定着長さを18d(以下、dは鉄筋径を示す。)、プレート外径はφ32mm、厚さ9mmを用いた。柱梁接合部のせん断補強筋は外周のみにUHD6を4段、また、梁筋の拘束として、4-D10をかご状に配筋した。柱主筋の材質は、TP18-1がSD490, TP18-2はSD345とした。TP16-3は、柱主筋はTP18-1と同じであるが、プレート外径を49mm、厚さ12mmとし、定着長さを16dとした。また、梁のつかない面のはらみ出しを拘束するために副帯筋5-UHD6と、プレート直下の帯筋を二重とした。TP20-4は、柱主筋に12-D13, SD295Aを用い、プレートは外径34mm、厚さ6mmを用いた。せん

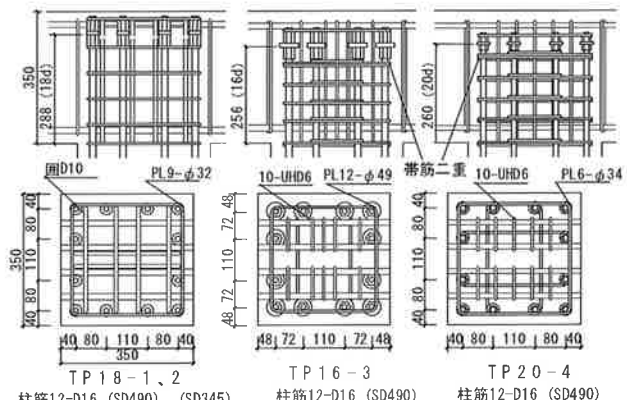


図-6 試験体の配筋 (T型架構試験体)

断補強筋は、囲型に4段配し、プレート直下はそれぞれ二重に配した。TP16-3、TP20-4は梁拘束筋として、隣り合う2本の梁上端筋の上面への跳ね上がりを拘束するように5-UHD6を2セットずつ配筋した。表-4に鋼材、表-5にコンクリートの力学的性質を示す。

表-3 試験体諸元

試験体名	TP18-1	TP18-2	TP16-3	TP20-4
想定破壊形式	J	C	J	C
梁拘束筋	囲D10		10-UHD6	10-UHD6
せん断補強筋	4-□UHD6 ($P_w=0.256\%$)	5-□UHD6 ($P_w=0.315\%$)	5-囲UHD6 ($P_w=0.63\%$)	
プレート	$\phi 32, t=9$	$\phi 49, t=12$	$\phi 34, t=6$	
定着長さ	288(18d)	256(16d)	260(20d)	
柱	主筋		12-D16 ($P_g=1.95\%$)	12-D13 ($P_g=1.58\%$)
			SD490	SD295A
	Hoop		4-UHD6@60 ($P_w=0.60\%$)	4-UHD6@90 ($P_w=0.40\%$)
梁	主筋		上下共4-D16 ($P_t=0.92\%$)	上下共4-D13 ($P_t=0.59\%$)
			4-UHD6@100 ($P_w=0.362\%$)	4-UHD6@80 ($P_w=0.58\%$)
	St.			
F_c	30N/mm^2			

J:接合部せん断破壊型 C:柱曲げ破壊型

表-4 鋼材の力学的性質

試験体名	呼び径	材質	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング率 (10^4N/mm^2)	伸び (%)
TP18-1, 2	D16	SD345	375	577	1.80	21.6
TP18-1	D16	SD490	508	704	1.85	18.4
TP16-3	D16	SD490	585	658	1.91	19.6
TP20-4	D13	SD490	549	694	1.91	27.4
TP20-4	D13	SD295A	350	517	1.86	25.3
TP18-1, 2	D10	SD295A	341	484	1.91	21.9
TP18-1, 2	UHD6	SDH685	677	914	1.81	9.7
TP16-3, 20-4	UHD6	SDH685	723	949	1.92	14.8

表-5 コンクリートの力学的性質

	圧縮強度 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	ポアソン比
TP18-1	28.7	2.61	$2.33\text{E}+04$	0.206
TP18-2	29.9	2.35	$2.62\text{E}+04$	0.213
TP16-3	31.4	2.70	$2.59\text{E}+04$	0.204
TP20-4	33.3	2.06	$2.55\text{E}+04$	0.190

(2) 加力方法

図-7に加力方法を示す。試験体は上下を逆にセットし、梁の両端部をローラーで支持し、軸変形を拘束するために一定軸力9.8kNを載荷した。柱のせん断力は柱先端から水平方向の油圧ジャッキで加力し、変形制御で正負交番繰返し加力した。

4.2 実験結果

図-8に各試験体の荷重変形関係、写真-1にTP16-3、TP20-4の最終破壊状況を示す。T型接合部では靱性保証型と終局強度型の計算耐力がほぼ等しくなることから、図-8に靱性保証型指針のみの接合部耐力と、柱曲げ耐力の計算値を示す。TP18-1, 2は、最初に柱梁接合部に対角方向にせん断ひび割れが発生し、荷重とともにひび割れ幅の拡大が見られた。最終的には対角のひび割れがプレートの定着部のみで大きく開き出し、接合部が面外に

はらみ出しながら耐力低下した。TP18-1, 2とも破壊モードは、プレートの定着破壊と考えられる。TP16-3は、 $Q=+64.0\text{ kN}$, -61.9 kN で柱梁接合部にせん断ひび割れが発生し、 Q の増加とともにひび割れが柱梁接合部全体に分散していった。最終破壊時には、柱梁接合部中央付近のコンクリートが押し出されるように膨らんでいた。破壊モードは接合部せん断破壊である。TP20-4は、 $Q=\pm 67.6\text{ kN}$ で柱一段筋が降伏し、その直後に柱梁接合部のせん断ひび割れが発生した。変形が進むにつれて柱の曲げひび割れが大きくなり、最大耐力以降柱梁接合部のひび割れはほとんど進展していなかった。破壊モードは柱曲げ破壊である。

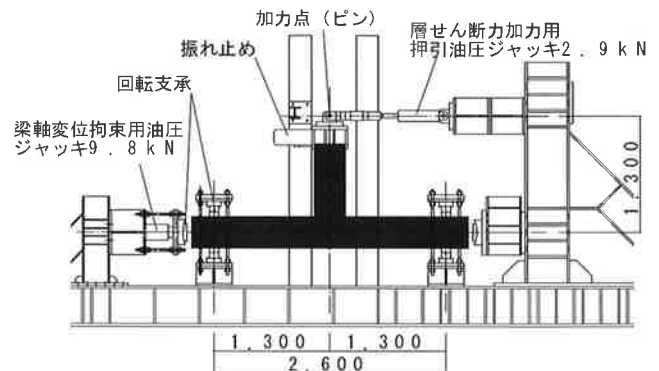


図-7 加力方法

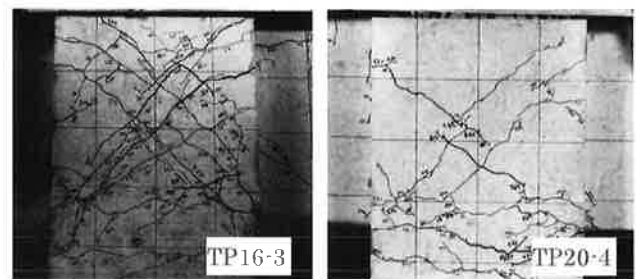


写真-1 最終破壊状況

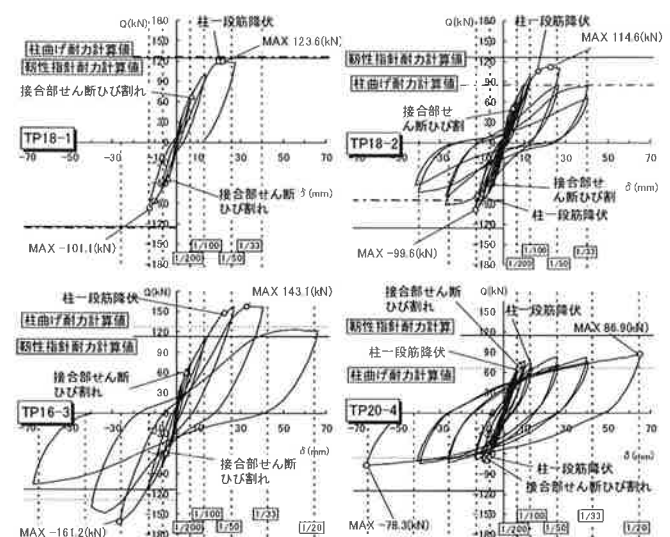


図-8 荷重-変形関係

5. 実験結果の検討

5.1 柱梁接合部せん断耐力

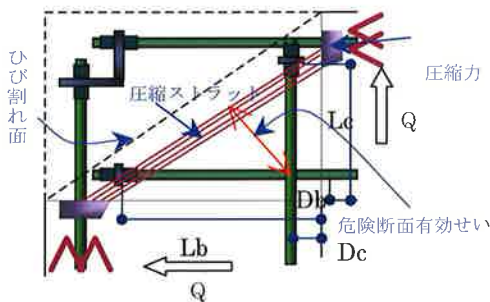
(1) L型架構

表-6 にL型試験体の耐力と柱梁接合部のせん断強度計算値、柱および梁の曲げ耐力計算値の比較を示す。正側加力時、L型鋼で主筋を締結し、梁上端筋の拘束筋、副帯筋、およびプレート部直下の帯筋を2重に配したLP16-4は、靱性保証指針による計算値の2.32倍の強度を発揮した。負側加力時は各試験体ともせん断による斜めひび割れが発生した後に、ある一定の耐力となって耐力低下の少ない履歴性状になる。これは図-9に示すように接合部での斜めひび割れの発生後、圧縮束がそのひび割れよりも接合部入隅側に集中し、その圧縮力と釣り合う柱または梁主筋の引張力のうち、いずれかが降伏強度に達したことによると思われる。この仮定に基づき、接合部の強度算定式を表すと、[1]式ようになる。ここで、圧縮束の最外縁は柱および梁の定着部の先端をつないだ線とし、危険断面の有効せいは、柱と梁の主筋の交点と圧縮束の最外縁までの距離とした。図-5に[1]式による耐力線を、表-6に計算結果を示す。接合部せん断破壊型試験体では、[1]式は実験値をほぼ評価できている。一方、柱曲げ破壊したLP20-5では、 $R=-1/33\text{rad}$ まで接合部に顕著なせん断ひび割れが起こらないため、提案式[1]を超える接合部強度を発揮していた。しかし、 $R=-1/33\sim-1/20\text{rad}$ に向かうループの途中で、せん断ひび割れが拡大したため、[1]式による耐力となった。

表-6 L型試験体実験値と計算値の比較

	実験値	接合部耐力計算値		梁曲げ耐力計算値	柱曲げ耐力計算値
		靱性保証型	終局強度型		
LP18-2	正 90.7 負 -64.0	52.8 (1.72) 52.8 (1.21)	94.9 (0.96) 94.9 (0.67)	114.7 (0.79) -91.1 (0.70)	100.3 (0.90) -77.9 (0.82)
LP18-3	正 58.1 負 -69.4	52.8 (1.10) 52.8 (1.31)	94.9 (0.61) 94.9 (0.73)	114.7 (0.51) -91.1 (0.76)	100.3 (0.58) -77.9 (0.89)
LP16-4	正 143.1 負 -97.8	61.7 (2.32) 61.7 (1.59)	113.7 (1.26) 113.7 (0.86)	137.2 (1.04) -103.9 (0.94)	149.0 (0.96) -119.6 (0.82)
LP20-5	正 94.7 負 -61.2	64.7 (1.46) 64.7 (0.95)	118.6 (0.80) 118.6 (0.52)	84.3 (1.12) -40.2 (1.52)	75.5 (1.25) -51.0 (1.20)

単位: kN ()は実験値/計算値



接合部の耐力評価提案式（負側）

$$Mu = 0.9 \cdot \min \{ a_{bt} \sigma_{bt} (L_c - d_b), a_{cl} \sigma_{cl} (L_c - d_b) \} \quad [1]$$

a_{bt} 、 a_{cl} 梁および柱の主筋側主筋断面積
 σ_{bt} 、 σ_{cl} 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

図-9 負加力時の接合部抵抗機構

(2) T型架構

表-7にT型試験体の実験値と計算値の比を示した。接合部せん断破壊型試験体のTP18-1とTP16-4を比較すると、プレートが定着破壊したTP18-1では実験値が計算値を下回ったが、プレート外径を大きくして定着力高め、さらに接合部内の副帯筋を配して面外へのはらみ出しを拘束したTP16-3では計算値を上回っている。

表-7 各耐力の実験値と計算値の比較

	実験値	接合部耐力計算値		梁曲げ耐力計算値	柱曲げ耐力計算値
		靱性保証型	終局強度型		
TP18-1	正 123.6 負 -101.1	124.5 (0.99) 124.5 (0.81)	129.4 (0.96) 129.4 (0.78)	147.0 (0.84) 147.0 (0.69)	126.4 (0.98) 126.4 (0.80)
TP18-2	正 114.6 負 -99.6	126.4 (0.91) 126.4 (0.79)	132.3 (0.87) 132.3 (0.75)	147.0 (0.78) 147.0 (0.68)	85.3 (1.34) 85.3 (1.17)
TP16-3	正 158.2 負 -161.2	113.5 (1.39) 113.5 (1.42)	122.2 (1.29) 122.2 (1.32)	233.2 (0.68) 233.2 (0.69)	128.4 (1.23) 128.4 (1.26)
TP20-4	正 87.9 負 -78.3	115.2 (0.76) 115.2 (0.68)	124.2 (0.71) 124.2 (0.63)	154.8 (0.57) 154.8 (0.51)	66.6 (1.32) 66.6 (1.18)

単位: kN ()は実験値/計算値

5.2 付着と支圧の負担割合

(1) 柱主筋

図-10にL型試験体、図-11にT型試験体の柱出隅鉄筋の層間変形角 $R=\pm 30/1000\text{rad}$ までのプレート部での支圧負担率の包絡線を示す。支圧負担率とは、柱部材端における鉄筋の引抜き力に対する、プレート位置で測定した鉄筋の引抜き力の割合である。鉄筋の各位置での引抜き力は測定した歪から求めた。正負加力とも出隅引張り主筋のプレート部での支圧負担率は $R=\pm 20/1000\text{rad}$ で0.6, $\pm 30/1000\text{rad}$ で0.7以下であった。

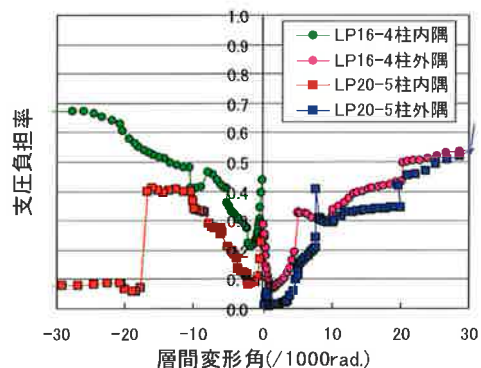


図-10 L型架構の柱主筋支圧分担率

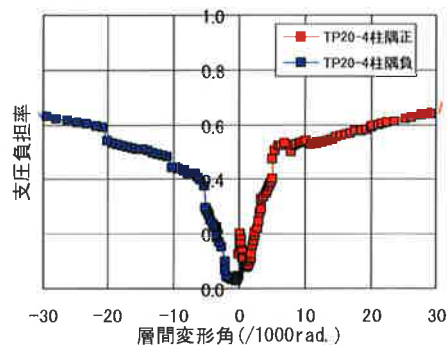


図-11 T型架構の柱主筋支圧分担率

(2) 梁上端主筋

図-12 に梁拘束筋を用いて水平定着部を補強し、L型鋼により梁主筋を柱主筋に締結したL型試験体の梁上端主筋の支圧分担率を示す。R=±30/1000rad. 時点で接合部破壊型のLP16-4は、付着が0.4、支圧が0.6程度、曲げ破壊型のLP20-5では、付着が0.6、支圧が0.4程度の負担割合であった。

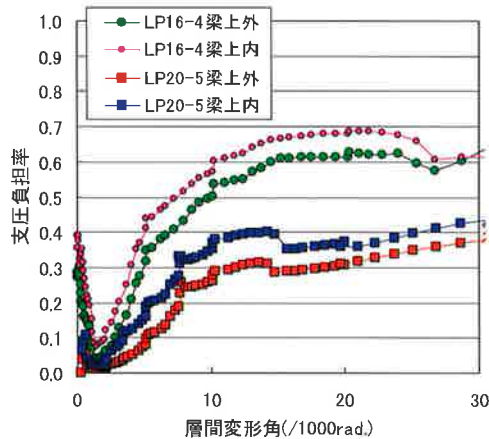
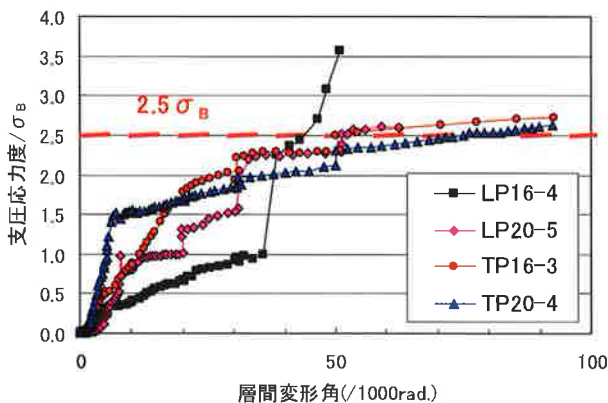


図-12 L型架構の梁上端主筋支圧分担率

5.3 柱主筋のプレート支圧応力度比

図-13 にL型およびT型架構の柱主筋のプレート部での平均支圧応力度のコンクリート強度に対する比を示す。平均支圧応力度の算出方法は、プレート位置で測定した歪を応力に変換し、主筋断面積を乗じて求めた力をプレート断面積から主筋の公称断面積を差し引いた面積で除して求めている。実験の結果から柱主筋の場合のプレート支圧応力度比は、2.5倍以上であった。

図-13 柱主筋のプレート支圧応力度比



6. まとめ

- (1) L型接合部の柱、梁主筋定着にプレート定着工法を用いた場合、L型鋼で主筋を締結し、梁上端筋の拘束筋、副帯筋、およびプレート部直下の帯筋を2重に配することで、L型が閉じる側は靱性強度指針の2.32倍のせん断強度であった。また、柱曲げ破壊を

想定した試験体では、R=±1/33rad.までスリップ性状のない良好な変形性能を示した。

- (2) L型接合部の負側はR=1/33以降の大変形時に発生した接合部の顕著な斜めせん断ひび割れにより、図-9に示す抵抗機構に移行して耐力低下の少ない履歴性状となる。また、そのときの接合部耐力は[1]式により評価できる。
- (3) T型接合部の柱主筋にプレート定着工法を用いた場合、副帯筋、およびプレート部直下の帯筋を二重に配したため、靱性保証指針による計算値の1.39~1.42倍のせん断強度であった。また、柱曲げ破壊を想定した試験体では、R=±1/20rad.まで紡錘型のエネルギー吸収能に優れた履歴形状を示した。
- (4) 柱主筋、および梁上端筋にプレート定着を用いた場合、接合部内での定着力は、R=±1/33時点で付着力が3割以上負担し、残り7割弱をプレートでの支圧力が負担している。
- (5) 柱主筋にプレート定着を用いた場合のプレート支圧面での平均支圧応力度は、コンクリート強度の約2.5倍であった。

参考文献

- 1) 青田，渡邊，成瀬，山本，有馬：柱主筋へのプレート定着工法の適用に関する研究（その1）L型試験体による接合部実験，前田建設工業技術研究所報，Vol. 40，pp. 51-56，1999
- 2) 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
- 3) 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
- 4) 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
- 5) 辻田，前田，山本，川崎，今野，能瀬，成瀬：50階クラス集合住宅RCラーメンレバ工法の開発（その1）梁主筋のプレート定着抵抗機構に関する研究，前田建設工業技術研究所報，Vol. 35，pp. 63-72，1994
- 6) 川崎，山本，辻田，成瀬：50階クラスRCラーメン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
- 7) 辻田，前田，山本，川崎，今野，能瀬，成瀬：50階クラス集合住宅RCラーメンレバ工法の開発（その3）試行設計の概要および柱・梁接合部に関する研究，前田建設工業技術研究所報，Vol. 36，pp. 45-57，1995
- 8) 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