

# 論文 機械式定着による柱主筋定着耐力ならびに T 形, L 形部分架構の変形性能

益尾 潔\*1・足立 将人\*2

**要旨**：現在、機械式定着による柱主筋定着耐力の評価式は見当たらない。実験によると、T 形, L 形部分架構の変形性能は、柱または梁の曲げ降伏後、柱梁接合部がせん断破壊する場合、接合部横補強筋量に依存する。これらより、GBRC 委員会指針では、実験を基に柱主筋定着部および接合部横補強筋の構造規定を定めている。本論文では、これらの構造規定の不明快さの解消を意図し、機械式定着による T 形, L 形部分架構の実験に基づき、柱主筋定着耐力の評価式ならびに接合部耐力余裕度と接合部横補強筋量を考慮した変形性能の評価式を提案し、設計で保証すべきメカニズム時層間変形角に応じた必要接合部横補強筋量の算定式を示した。

**キーワード**：機械式定着, 柱主筋定着耐力, T 形・L 形部分架構, 変形性能, 接合部横補強筋

## 1. はじめに

現在、機械式定着による柱主筋定着耐力の評価式は見当たらない。実験<sup>2)</sup>によると、T 形, L 形部分架構の変形性能は、柱または梁の曲げ降伏後、柱梁接合部がせん断破壊する場合、接合部横補強筋量に依存する。これらより、GBRC 委員会指針<sup>1)</sup>では、実験<sup>2),3)</sup>を基に、柱主筋定着部と接合部横補強筋の構造規定を定めている。

本論文では、これらの構造規定の不明快さの解消を意図し、機械式定着による T 形, L 形部分架構の実験<sup>2)-4)</sup>に基づき、柱主筋定着耐力の評価式ならびに接合部耐力余裕度と接合部横補強筋量を考慮した変形性能の評価式を提案する。また、この評価式を用いると、設計で保証すべきメカニズム(終局限界状態)時層間変形角に応じて必要接合部横補強筋量を算定できることを示す。

## 2. 柱主筋定着耐力の評価

### 2.1 柱主筋定着耐力の算定式

直交梁が接続しない T 形接合部の場合、側面側の柱主筋定着部は、通常、**図-1**に示すように、梁主筋の外側に配置されるため、柱梁接合部のひび割れ損傷に伴い、柱梁接合部側面の膨らみが大きくなり、梁主筋定着部に比べ、高い定着耐力を期待できない<sup>2)</sup>。柱主筋の定着耐力については、実験研究<sup>6),7)</sup>が試みられているが、評価

式の提案にまで至っていない。本研究では、これらより、機械式定着による T 形接合部の実験<sup>2),3)</sup>を基に、梁主筋側面剥離定着耐力を対象とした益尾・窪田式<sup>5)</sup>を修正し、柱主筋定着耐力の算定式を導出する。

T 形接合部の終局時入力せん断力<sup>5)</sup>と同様、**図-2**の応力状態を考慮すると、最大耐力  $Q_{max}$  時の柱主筋定着部の等価引張応力  $\sigma_{cte}$  は、式(1)で求められる<sup>2)</sup>。この場合、柱軸力は無視する。

$$\sigma_{cte} = Q_{max} \cdot h_o / (2j_{tco} \cdot a_{te}) \quad (1)$$

$$a_{te} = a_t + \alpha_n \cdot a_n / 2 \quad (2)$$

$Q_{max}$ ：最大耐力(柱せん断力)実験値,  $h_o$ ：柱内法高さ

$j_{tco}$ ：柱最外縁主筋の中心間距離

$a_{te}$ ：柱引張主筋の等価断面積<sup>2)</sup>

$a_t, a_n$ ：最外縁柱主筋および柱中段主筋の断面積<sup>2)</sup>

$\alpha_n$ ：柱中段主筋の有効率

ここで、柱端仕口面での柱中段主筋の定着耐力は最外縁主筋よりも低下することを考慮し、 $\alpha_n = 0.5$ と仮定する。この仮定の妥当性は、後述のように実験との照合によって検証する。これらより、益尾・窪田式を用いると、最大耐力時の柱主筋定着部の最大支圧応力  $\sigma_{max}$  は、式(3)で求められる。

$$\sigma_{max} = \sigma_{cte} / (k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_5 \cdot k_6 \cdot \alpha_p) \quad (3)$$

$k_1$ ：支圧面積比( $\alpha_p$ )による補正係数

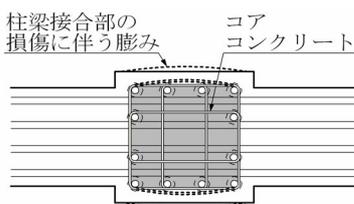


図-1 柱主筋定着部の拘束状態

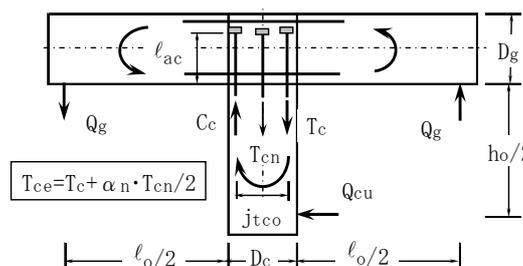


図-2 T 形接合部における柱主筋の応力状態

(注)

$Q_{cu}$ ：終局時柱せん断力,  $Q_g$ ：梁せん断力

$T_c$ ：最外縁柱主筋の引張力,  $T_{cn}$ ：柱中段主筋の引張力,  $C_c$ ：柱端部の圧縮合力<sup>2)</sup>

\*1 (財)日本建築総合試験所 構造部長 工博 (正会員)

\*2 (財)日本建築総合試験所 構造部 構造物試験室 主査 博(工) (正会員)

$k_2$  : 定着長さ比 ( $l_{ac}/d_b$ ) による補正係数  
 $k_3$  : ストラット勾配 ( $l_{ac}/j_{tco}$ ) による補正係数  
 $k_4$  : 側面かぶり厚さ比 ( $C_s/d_b$ ) による補正係数  
 $k_{5a}=0.9$ ,  $k_6$  : 定着筋直径 ( $d_b$ ) による補正係数  
 $l_{ac}$  : 柱主筋定着長さ  
 $C_s$  : 柱主筋中心から柱面までの側面かぶり厚さ  
 $\alpha_p=A_p/at$  : 定着金物の支圧面積比  
 $A_p$  : 定着金物の支圧面積,  $a_t$  : 鉄筋断面積

柱主筋定着耐力に対する接合部横補強筋の効果は、実験データの蓄積が少ないので、接合部横補強筋比 ( $p_{jwh}$ ) による補正係数  $k_5$  の算定式 ( $k_5=0.9+12.5p_{jwh} \leq 1.0$ )<sup>5)</sup> を用い、 $p_{jwh}=0$  として求めた  $k_{5a}=0.9$  を仮定した。

益尾・窪田式では、実験より定着長さ比  $l_a/d_b$  を 18 以下に制限した。T 形部分架構の実験<sup>2)</sup>では、2.3 節の図-5 に示すように、接合部耐力余裕度  $Q_{ju}/Q_{cu}$  が 1.2 程度で、柱主筋定着長さ  $l_{ac}$  が 23.1 $d_b$  の場合、柱曲げ降伏後の限界層間変形角実験値  $R_{80}$  が 1/10 程度の変形性能が得られている。 $R_{80}$  は、耐力が最大耐力の 80% に低下した時の層間変形角実験値であり、 $d_b$  は柱主筋直径を示す。一方、RC 造配筋指針<sup>8)</sup>では、SD390 のフック付き定着長さ  $L_2$  の上限を 30  $d_b$  としている。

これらより、本検討では、SD490 を含め、柱主筋定着長さ比  $l_{ac}/d_b$  の上限を 25 とする。また、計算の簡略化のために、ストラット勾配による補正係数  $k_3$  に対する  $l_{ac}/j_{tco}$  の上限を削除する。

## 2.2 柱主筋定着耐力の実験値と計算値の比較

図-3 に、機械式定着による T 形部分架構実験<sup>2),3)</sup> による  $\sigma_{max}/\sigma_B - \sigma_B$  関係を示す。 $\sigma_B$  はコンクリートの圧縮強度である。図中、破壊形式ごとの実験値を ● (FA : 柱曲げ降伏後の柱主筋定着破壊), ◆ (FJ : 柱曲げ降伏後の接合部せん断破壊), ○ (F : 柱曲げ破壊), ▲ (A : 柱主筋定着破壊) で示した。また、益尾・窪田式による計算値を実線、破線、点線で示し、窪田ら<sup>6)</sup>と今井ら<sup>7)</sup>による柱主筋を模擬した引抜き実験(各 2 体)の最大耐力時実験値を ○ と ◇ で併示した。

同図によると、実験値 ( $\sigma_{max}/\sigma_B$ ) は、益尾・窪田 mean 式(実線)と min 式  $\times 0.8$  (点線) との中間の min 式(破線) で妥当に評価できる。ここで、min 式は mean 式の 0.8 倍とした。すなわち、T 形部分架構実験による  $\sigma_{max}/\sigma_B$

は柱曲げ降伏の影響を受けるので、min 式はすべての実験値の下限とならないが、妥当な値を与える。

これらより、式(3)中の等価引張応力  $\sigma_{cte}$  は、 $\sigma_{cte} = \sigma_{au} \cdot \alpha_p$  とできるので、 $\sigma_{max} = \sigma_{auo}$  とすると、柱主筋定着耐力時支圧応力  $\sigma_{au}$  は、式(4)で求められる。式(4)中の  $\sigma_{auo}$  は基本支圧強度であり、式(5)中の  $\beta_{ao}$  は定着耐力の低減係数で、 $\beta_{ao}=0.8$  とする。同式は、 $k_{5a}=0.9$  と  $\beta_{ao}=0.8$  以外、益尾・窪田式と同じである。

$$\sigma_{au} = k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \cdot k_4 \cdot k_{5a} \cdot k_6 \cdot \sigma_{auo} \quad (4)$$

$$\sigma_{auo} = \beta_{ao} \cdot (31.2 \sigma_B^{0.5} - 1.26) \cdot \sigma_B \quad (5)$$

$\sigma_B$  : コンクリートの圧縮強度 ( $N/mm^2$ )

## 2.3 柱主筋定着耐力を考慮した接合部終局耐力

### 2.3.1 T 形部分架構

柱主筋定着耐力時柱せん断力  $Q_{au}$  は、式(6)で求められるので、T 形部分架構<sup>5)</sup>と同様、接合部終局耐力時柱せん断力  $Q_{ju}$  は、式(7)で求められる。

$$Q_{au} = 2 \sigma_{cte} \cdot a_t \cdot j_{tco} / h_o \quad (6)$$

$$Q_{ju} = \min(Q_{pu}, Q_{au}) \quad (7)$$

$Q_{pu}$  : 接合部せん断終局耐力時柱せん断力<sup>2)</sup>

図-4 に、柱頭補強筋としてかんざし筋または鉛直横補強筋を用いた機械式定着による直交梁なしの既往実験<sup>2),3)</sup>ならびに直交梁の影響を調べた筆者らの実験について求めた T 形部分架構の  $Q_{max}/Q_{cu} - Q_{pu}/Q_{cu}$  ( $Q_{ju}/Q_{cu}$ ) 関係を示す。 $Q_{max}$  は最大耐力実験値、 $Q_{cu}$  は柱曲げ終局耐力時せん断力、 $Q_{ju}/Q_{cu}$  は接合部耐力余裕度である。図中、直交梁なしの既往実験の破壊形式を FA, FJ, F, A, J で表記した。直交梁の影響を調べた実験は、2.3.2 項の L 形部分架

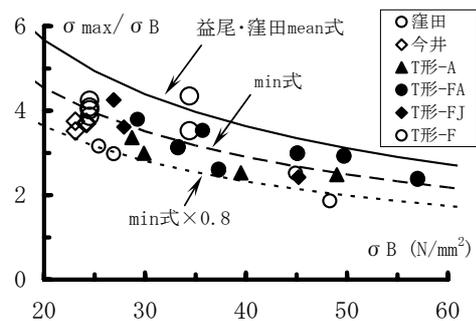


図-3 T 形部分架構実験による  $\sigma_{max}/\sigma_B - \sigma_B$  関係

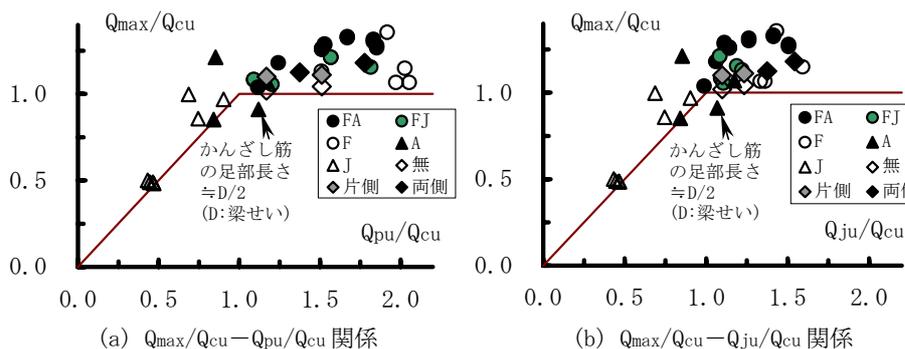


図-4 T 形部分架構の  $Q_{max}/Q_{cu} - Q_{pu}/Q_{cu}$  ( $Q_{ju}/Q_{cu}$ ) 関係

### 【破壊形式】

FA : 柱曲げ降伏後の柱主筋定着破壊型、FJ : 柱曲げ降伏後の接合部せん断破壊型、  
 F : 柱曲げ破壊型、A : 柱主筋定着破壊型、J : 接合部せん断破壊型、無 : 直交梁なし、  
 片側 : 片側直交梁付き、両側 : 両側直交梁付き

構の実験と同様、直交梁の有無(無, 片側, 両側付き)とコンクリート強度を実験因子にした6体の実験であり、紙面の都合上、詳細は省略する。

同図によると、 $Q_{ju}/Q_{cu} \geq 1$ の時、 $Q_{pu} > Q_{ju} = Q_{au}$ となり、 $Q_{ju}$ が $Q_{au}$ によって決定する場合が多い。また、かんざし筋足部長さが不足した柱主筋定着破壊型の1体<sup>2)</sup>を除き、 $Q_{max}$ はすべて $Q_{cu}$ を上回った。直交梁の影響を調べた実験では、いずれも柱曲げ降伏先行型であるため、直交梁の有無は $Q_{max}$ にあまり影響しない。

図-4の実験のうち柱曲げ降伏が確認された実験の $R_{80} - Q_{ju}/Q_{cu}$ 関係を図-5に示す。 $R_{80}$ は、耐力が最大耐力の80%に低下した時の層間変形角実験値である。図中、直交梁なしの既往実験値および直交梁の影響を調べた実験値を区別し、 $Q_{ju}/Q_{cu}$ に係わる柱主筋鋼種のみを変化させた実験値を直線で結んだ。これによると、T形部分架構の場合、直交梁なしの既往実験による $R_{80}$ の下限は、梁曲げ降伏先行型のト形部分架構<sup>5)</sup>の概ね0.8倍となる。この下限を、接合部耐力余裕度 $Q_{ju}/Q_{cu}$ によって決まる限界層間変形角 $R_{80a}$ とし、式(8)で求める。

$$R_{80a} = 0.024(Q_{ju}/Q_{cu}) \quad (8)$$

### 2.3.2 L形部分架構

T形部分架構と同様、柱頭補強筋としてかんざし筋または鉛直横補強筋を用いた機械式定着によるL形部分架構の既往実験<sup>2)-4)</sup>ならびに直交梁の影響を調べた筆者らの実験について求めた $Q_{max}/Q_{cu} - Q_{ju}/Q_{cu}$ 関係を図-6に示す。 $Q_{cu}$ は梁曲げ終局耐力時柱せん断力であり、 $Q_{ju}$ は、T形部分架構と同様、式(7)による接合部終局耐力時柱せん断力である。また、正加力時はL形が閉じる場合、負加力時はL形が開く場合である。

これらの実験では、すべて梁曲げ降伏が先行し、 $Q_{ju}$ は $Q_{pu}$ で決定した。同図によると、 $Q_{ju}/Q_{cu} \geq 1$ の場合、 $Q_{max}$ はすべて $Q_{cu}$ を上回り、直交梁の影響を調べた実験では、いずれも梁曲げ降伏先行型であるため、直交梁の有無は $Q_{max}$ にあまり影響しない。

図-6と同じ試験体の $R_{80} - Q_{ju}/Q_{cu}$ 関係を図-7に示す。これより、L形部分架構の正加力時の $R_{80}$ の下限を、接合部耐力余裕度 $Q_{ju}/Q_{cu}$ によって決まる限界層間変形角 $R_{80a}$ とし、梁曲げ降伏先行型のト形部分架構<sup>5)</sup>と同様、式(9)で求める。

$$R_{80a} = 0.03(Q_{ju}/Q_{cu}) \quad (9)$$

負加力の場合、 $R=40/1000$ で加力を終了したため、 $R_{80}$ が式(9)による下限を下回る実験値を除くと、 $R=60/1000$ で加力を終了したものを含め、負加力時の $R_{80}$ は式(9)による下限よりも明らかに大きい。すなわち、水平力に伴う変動軸力に起因し、L形が開き、柱、梁に引張軸力が発生する負加力時の変形性能は、L形が閉じ、圧縮軸力が発生する正加力時よりも大きい<sup>2)</sup>。

○既往実験、◇直交梁なし  
◆片側直交梁付き、◆両側直交梁付き

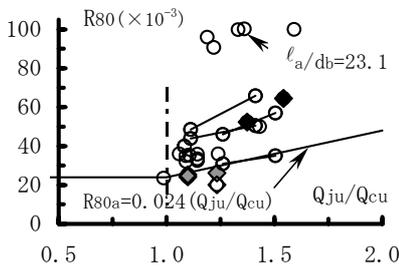
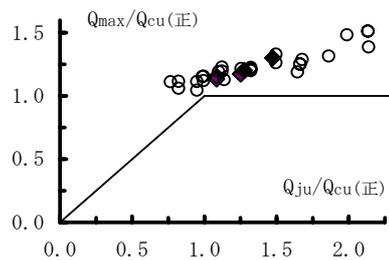
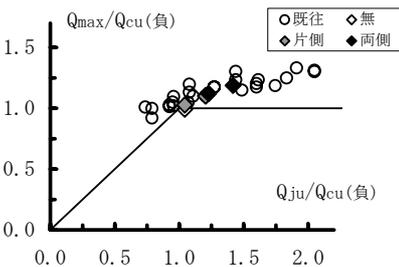


図-5 T形部分架構の $R_{80} - Q_{ju}/Q_{cu}$ 関係

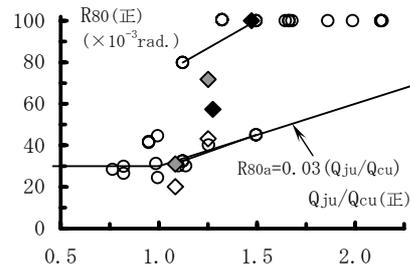


(a) 正加力時

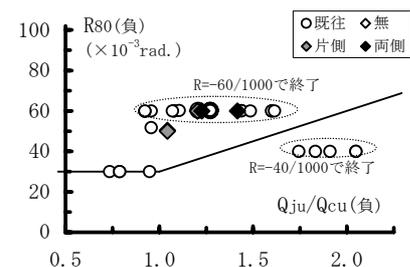


(b) 負加力時

図-6 L形部分架構の $Q_{max}/Q_{cu} - Q_{ju}/Q_{cu}$ 関係



(a) 正加力時



(b) 負加力時

図-7 L形部分架構の $R_{80} - Q_{ju}/Q_{cu}$ 関係

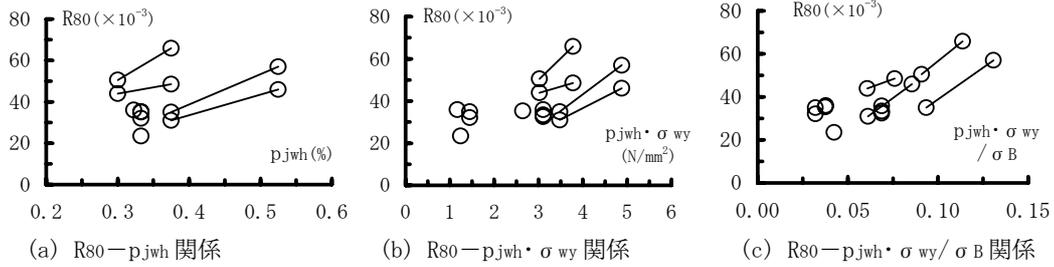


図-8 直交梁なし T 形部分架構の R80 に及ぼす接合部横補強筋の影響

### 3. T 形, L 形部分架構の曲げ降伏後の変形性能の評価

#### 3.1 T 形部分架構

図-5 に示すように、T 形部分架構の限界層間変形角実験値  $R_{80}$  は、式(8)による下限を大きく上回る場合がある。これは、直交梁なしの場合、接合部横補強筋量の影響が大きいことに起因すると考えられる。すなわち、接合部横補強筋は、柱曲げ降伏後、仕口面からの柱主筋塑性域の侵入に伴う接合部せん断ひび割れの進展防止、ならびに変形性能の増大に寄与する<sup>2)</sup>。

図-8 に、直交梁なし T 形部分架構の  $R_{80}$  に及ぼす接合部横補強筋の影響を示す。図中、 $p_{jwh}$  は接合部横補強筋比、 $\sigma_{wy}$  は接合部横補強筋の降伏強度、 $\sigma_B$  はコンクリートの圧縮強度であり、図中の○は図-5 と同じ直交梁なしの既往実験値で、直線で結んだプロットは  $p_{jwh}$  のみを変化させた実験値である。

図-8 によると、直交梁なし T 形部分架構の  $R_{80}$  は、 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  との相関性がよい。これは、柱曲げ降伏後、横拘束コンクリートの圧縮靱性<sup>9)</sup>と同様に発現する接合部コンクリート・圧縮ストラットの効果に起因すると考えられる。これらより、本論文では、 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  を接合部横補強筋量と定義する。

図-9 に、T 形部分架構の  $R_{80}/R_{80a} - p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  関係を示す。 $R_{80a}$  は、式(9)による接合部耐力余裕度によって決まる限界層間変形角であり、図中、○は図-5 と同じ直交梁なしの既往実験値で、同実験値より求めた回帰式を一点鎖線で示した。また、図-5 と同様、直交梁の影響を調べた筆者らの実験値を併示した。

図-9 中の回帰式を用い、保証限界層間変形角  $R_{80min}$  を式(10)で定義する。同式中、 $\alpha_w$  は、接合部横補強筋量  $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  による補正係数であり、中子筋の有無に係わらず、式(11)より求める。同式中の補正係数  $\alpha_{wo}$  と  $\beta_w$  の値を表-1 に示す。

$$R_{80min} = R_{80a} \cdot \alpha_w \quad (10)$$

$$\alpha_w = \alpha_{wo} + \beta_w \cdot p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B \quad (11)$$

表-1 に示すように、補正係数  $\alpha_{wo}$  は、直交梁なし、片側、両側直交梁付きについて定め、補正係数  $\beta_w$  は、直交梁の有無に係わらず一定値とした。

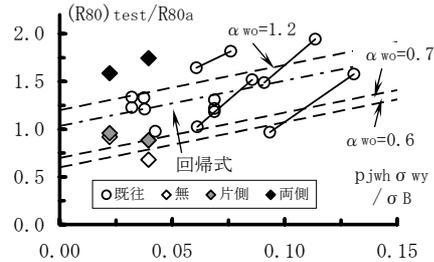


図-9 T 形部分架構の  $R_{80}/R_{80a} - p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  関係

表-1 補正係数  $\alpha_{wo}$  および  $\beta_w$

種類	$\alpha_{wo}$			$\beta_w$
	直交梁なし	片側直交梁付き	両側直交梁付き	
T形	0.6	0.7	1.2	4.8
L形	0.6	0.8	1.2	8.9

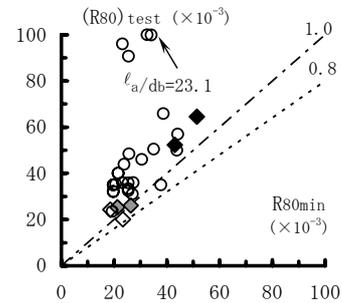


図-10 T 形部分架構の  $R_{80} - R_{80min}$  関係

式(10)による  $R_{80min}$  と  $R_{80}$  の関係を図-10 に示す。図中の実験値は、図-9 と同じ実験による。これによると、片側、両側直交梁付きの  $R_{80min}$  は安全側に評価される。ただし、直交梁なしの  $R_{80min}$  は限界層間変形角実験値  $R_{80}$  の 0.8 倍程度になる場合がある。これは、表-1 に示した補正係数  $\alpha_{wo}$  と  $\beta_w$  の設定値に起因する。直交梁なしの T 形接合部の設計では、上記の点を考慮する必要がある。

#### 3.2 L 形部分架構

直交梁なし L 形部分架構の正加力時  $R_{80}$  に及ぼす接合部横補強筋の影響を図-11 に示す。図中の○は図-7 と同じ直交梁なしの既往実験値で、図-8 と同様、直線で結んだプロットは  $p_{jwh}$  のみを変化させた実験値である。こ

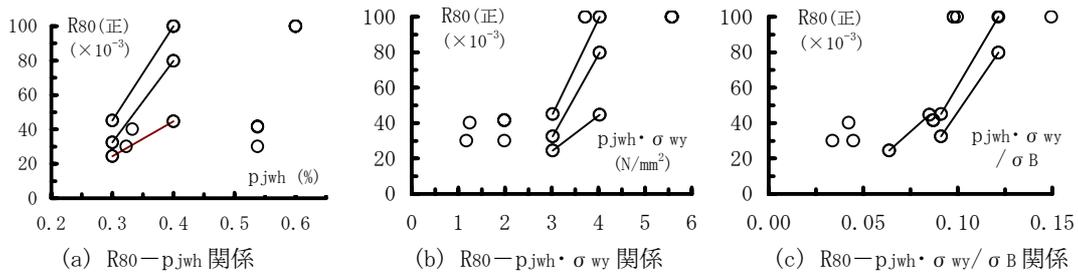


図-11 直交梁なしL形部分架構の正加力時R80に及ぼす接合部横補強筋の影響

れによると、直交梁なしL形部分架構の正加力時R80は、T形部分架構と比べると劣るが、接合部横補強筋量  $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  との相関性がよい。すなわち、直交梁なしL形部分架構のR80は、T形部分架構と同様、接合部横補強筋量  $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  に支配されると考えられる。

図-12に、L形部分架構の正加力時の  $R80/R80a - p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  関係を示す。図中、○は図-7と同じ直交梁なしの既往実験値で、同実験値より求めた回帰式を一点鎖線で示した。また、図-7と同様、直交梁の影響を調べた筆者らの実験値を併示した。

図-12中の回帰式を用いると、T形部分架構と同様、保証限界層間変形角  $R80_{min}$  が式(10)より求められる。同式中の補正係数  $\alpha_{wo}$  および  $\beta_w$  を表-1に示す。

式(10)による正加力時の  $R80_{min}$  と  $R80$  の関係を図-13に示す。図中の実験値は、図-12と同じ実験による。これによると、片側、両側直交梁付きの  $R80_{min}$  は安全側に評価される。ただし、T形部分架構と同様、直交梁なしの  $R80_{min}$  は限界層間変形角実験値  $R80$  の0.8倍程度になる場合がある。

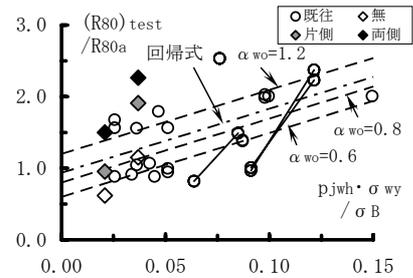


図-12 L形部分架構の正加力時の  $R80/R80a - p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$  関係

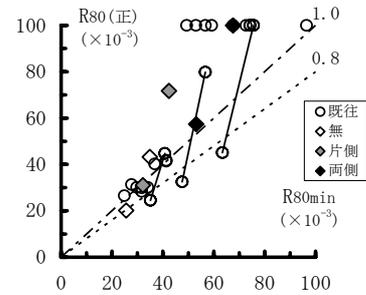


図-13 L形部分架構の正加力時の  $R80 - R80_{min}$  関係

#### 4. T形、L形接合部の必要横補強筋量

##### 4.1 設計限界層間変形角 $Ru_D$ の設定

柱梁接合部の設計では、設計で保証すべきメカニズム時層間変形角に応じ、目標性能①(柱または梁の曲げ降伏を保証する)の場合は設計区分I、目標性能②(柱または梁の曲げ降伏後の十分な変形性能を保証する)の場合は設計区分IIとする<sup>1)</sup>。ここで、メカニズム時層間変形角が1/50を超えない場合、設計区分ごとの設計限界層間変形角  $Ru_D$  は、下記の値以上とする。

(設計区分I) 設計区分IIの  $Ru_D$  の(2/3)倍

(設計区分II) L形部分架構： $Ru_D=1/50$

T形部分架構： $Ru_D=1/67$

設計区分IIの  $Ru_D$  は、L形、T形部分架構ともに、靱性保証型指針<sup>10)</sup>による梁、柱の終局時部材角の目安値と同じであり、設計区分Iの低減係数(2/3)は、靱性保証型指針による潜在ヒンジ柱と降伏ヒンジ柱の終局時部材角の目安値(1/100と1/67)と比と同じである。

また、設計限界層間変形角  $Ru_D$  は、式(12)に示すように、保証限界層間変形角  $R80_{min}$  を安全率  $\phi_s$  で除した値

を超えないように設定する。ただし、実験値のばらつき等を考慮し、 $\phi_s=2$  とする。

$$Ru_D \leq R80_{min} / \phi_s \quad (12)$$

以上より、式(10)、式(11)を用いると、設計区分ごとの必要接合部横補強筋比  $p_{jwh}$  は、式(13)で求められる。すなわち、設計区分ごとの  $Ru_D$  を設定し、接合部耐力余裕度  $Q_{ju}/Q_{cu}$  に応じて式(8)または式(9)より求めた  $R80a$  を用いると、式(13)より  $p_{jwh}$  が求められる。ただし、 $p_{jwh} \geq 0.3\%$  とする。式(13)では、式(11)中の  $\sigma_B$  の代わりに、コンクリートの設計基準強度  $F_c$  を用いた。

$$p_{jwh} = \{(\phi_s \cdot Ru_D / R80a) - \alpha_{wo}\} \cdot F_c / (\beta_w \cdot \sigma_{wy}) \quad (13)$$

3章の検討対象試験体では、T形、L形部分架構ともに、SD295~785N/mm<sup>2</sup>級の接合部横補強筋が用いられている。これらより、式(13)の計算に用いる接合部横補強筋の降伏強度  $\sigma_{wy}$  は、SD295~SD390では  $\sigma_{wyo}$  の1.1倍、SD490および785N/mm<sup>2</sup>級では  $\sigma_{wyo}$  の1.0倍とする。すなわち、SD295~SD390の場合、実験では、柱または梁の曲げ降伏後、限界層間変形角に達するまでに、接合部横補強筋は引張降伏することが多いので、建設省告示第2464号による鉄筋の材料強度と同様、 $\sigma_{wy}$  は  $\sigma_{wyo}$  の1.1

倍とした。 $\sigma_{wyo}$ は規格降伏点を示す。

#### 4.2 必要接合部横補強筋比の算定結果

必要接合部横補強筋比  $p_{jwho}$  の算定結果によると、両側直交梁付きの場合、設計区分Ⅱとしても、 $\lambda_p=1.0$  の時、接合部横補強筋の鋼種およびコンクリートの設計基準強度  $F_c$  に係わらず、 $p_{jwho}=0.3\%$ となる。 $\lambda_p$ は、設計時に設定する接合部耐力余裕度であり、式(8)と式(9)中の  $Q_{ju}/Q_{cu}$  と同義である。

片側直交梁付きの設計区分Ⅱとして求めた T 形、L 形接合部の  $p_{jwho}$  を図-14 に示す。

これによると、T 形、L 形接合部の  $p_{jwho}$  は、GBRC 委員会指針<sup>1)</sup>による接合部耐力余裕度  $\lambda_p$  の下限値(T 形接合部  $\lambda_p=1.3$ 、L 形接合部  $\lambda_p=1.2$ )の時には、SD295 の場合、 $F_c$  を  $51\text{N/mm}^2$  あるいは  $54\text{N/mm}^2$  以下にすれば、GBRC 委員会指針による構造規定の値よりも小さくできる。

また、片側直交梁付きで、設計区分Ⅰとすると、接合部横補強筋の鋼種および  $F_c$  に係わらず、T 形接合部では  $\lambda_p=1.1$ 、L 形接合部では  $\lambda_p=1.2$  の時、それぞれ最小補強筋比の規定より、 $p_{jwho}=0.3\%$ となる。

#### 5. まとめ

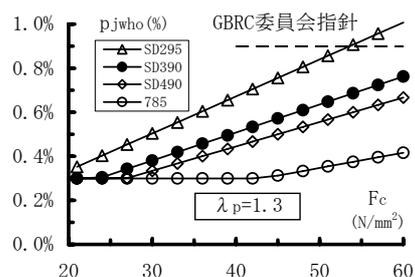
本論文では、機械式定着による T 形部分架構実験<sup>2),3)</sup>に基づき、梁主筋側面剥離定着耐力を対象とした益尾・窪田式<sup>5)</sup>を修正し、柱主筋定着耐力の評価式(4)を提案した。その結果、ト形部分架構<sup>5)</sup>と同様、T 形、L 形部分架構の接合部終局耐力時柱せん断力  $Q_{ju}$  が式(7)で求められ、接合部耐力余裕度によって決まる限界層間変形角  $R_{80a}$  が式(8)または式(9)で求められる。

また、T 形、L 形部分架構実験<sup>2)-4)</sup>に基づき、保証限界層間変形角  $R_{80min}$  の評価式(10)を提案した。本提案式では、接合部耐力余裕度のほかに、接合部横補強筋量および直交梁の有無を考慮した。同式によると、T 形、L 形部分架構ともに、片側、両側直交梁付きの  $R_{80min}$  は安全側に評価される。ただし、直交梁なしの場合、実験値が計算値を下回ることがあるので、設計では、この点を考慮する必要がある。

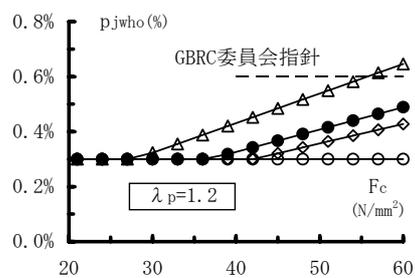
次に、設計で保証すべきメカニズム時層間変形角に応じ、式(12)に示すように、 $R_{80min}$  を安全率  $\phi_s$  で除した値を超えないように、設計限界層間変形角  $R_{uD}$  を設定すれば、柱梁接合部の必要横補強筋比  $p_{jwho}$  を式(3)より算定できることを示した。

#### 参考文献

- 1) 日本建築総合試験所・機械式鉄筋定着工法研究委員会：機械式鉄筋定着工法設計指針，2006.1



(a) T 形接合部



(b) L 形接合部

図-14 必要横補強筋比  $p_{jwho}$

(片側直交梁付きの設計区分Ⅱ)

- 2) 益尾潔，井上寿也，岡村信也：機械式定着工法による RC 造 T 形および L 形柱梁接合部の終局耐力に関する設計条件，日本建築学会構造系論文集，No. 590，pp. 95-102，2005. 4
- 3) 井上寿也，足立将人，益尾潔，松崎寿：スクリュープレート工法による RC 造 T 形および L 形部分架構に関する実験，GBRC No. 121，pp. 14-23，2005. 7
- 4) 日本建築総合試験所：マイティヘッド工法(改定)，建築技術性能証明概要評価報告書，2008. 1
- 5) 益尾潔，窪田敏行：機械式定着工法による RC 造ト形接合部の終局耐力に関する設計条件，日本建築学会構造系論文集，No. 590，pp. 87-94，2005. 4
- 6) 中村正彦，窪田敏行，福田幹夫，大淵雄平：最上階柱主筋の機械式定着耐力に関する実験研究，日本建築学会大会梗概集，構造Ⅳ，pp. 23-24，2004. 8
- 7) 今井弘，近藤祐輔：最上階柱梁接合部で機械式に定着された柱主筋の定着性能に関する研究，日本建築学会大会梗概集，構造Ⅳ，pp. 823-826，2004. 8
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造配筋指針・同解説，2003
- 9) たとえば，Sheikh, S. A., Uzumeri, S. M.: Analytical Model for Concrete Confinement in Tied Columns, ASCE, Vol. 108, ST12, pp. 2703-2722, Dec. 1982
- 10) 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，1999