

# 論文 RC造ト形柱梁接合部の構造性能に及ぼす定着工法及び横補強筋量の影響

伊藤 衛\*1・太田 哲朗\*2・鈴木 裕介\*3・前田 匡樹\*4

**要旨:** 本研究では、柱梁曲げ耐力比が1.5程度の鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部部分架構において、静的加力実験から接合部内梁主筋の定着工法及び接合部横補強筋量（接合部補強量）が架構の耐力及び変形性能に及ぼす影響について検討した。その結果、定着工法の違いによる耐力性状、変形性能には大きな差が見られなかった。接合部補強量を増大することで架構の耐力上昇に寄与するとともに、接合部せん断変形の早期増大、及び残留ひび割れ幅の拡大抑制に対し、顕著な補強効果を示すことを明らかにした。

**キーワード:** ト形柱梁接合部、柱梁曲げ耐力比、定着工法、接合部横補強筋、接合部補強量

## 1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート（以下、RC）造ト形柱梁接合部の配筋やコンクリート打設における施工性向上を目的として、接合部内梁主筋の機械式定着工法が注目され、中高層建物への実用化も進んでいる。現行の中高層RC造建物の構造設計<sup>1)</sup>では、梁曲げ降伏先行型の崩壊機構が推奨されているが、近年、塩原らの研究において柱梁曲げ強度比が1.0に近い（1.5以下）場合、現行の柱梁接合部の設計法で梁降伏先行型と設計していても、架構の耐力が設計強度に到達せずに終局に至る場合があることが指摘されている<sup>2)</sup>。特に、機械式定着工法を用いたト形柱梁接合部については、従来の折り曲げ定着工法の場合に比してその影響が生じやすくなる可能性も指摘されているが、未だ実験による検証は不十分である。

そこで本研究では、梁降伏先行型かつ柱梁曲げ耐力比1.5程度のRC造ト形柱梁接合部部分架構静的加力実験を実施し、梁主筋の定着工法、接合部横補強筋量といった設計因子が架構の耐力性状、変形性能及び損傷に及ぼす影響について比較・検討している。

## 2 実験概要

### 2.1 試験体概要

表-1に試験体パラメータを示し、図-1に後述するT15-15試験体を例に試験体形状及び配筋詳細を示す。本実験の試験体は、形状寸法及び反曲点距離が同一であるト形柱梁接合部架構3体であり、梁降伏先行破壊型（接合部せん断強度<sup>1)</sup>と梁曲げ終局時の接合部せん断力の比であるせん断余裕度が1.1）として設計した。実験因子は、梁主筋の接合部内定着工法（機械式または

折り曲げ）及び接合部の横補強筋量である。詳細として、T15-15試験体は接合部内梁主筋を機械式定着、T15-15L試験体は接合部内梁主筋を折り曲げ定着とし、その他の配筋は2体ともに同一である。柱及び柱・梁接合部の横補強筋は、高層集合住宅のプロトタイプ建物の一般的な配筋を参考に、2-D10@100(SD295)（横補強筋比pw=0.28%）とした。T15-40試験体はT15-15に比べ柱及び接合部横補強筋量を4-D10@100(SD395)（pw=0.57%）に増加（上下柱の帯筋量も同量）させた。ここで、図-2に示すように接合部補強量を定義する。これは、梁主筋引張力  $T_{by} = \sigma_y \cdot a_t$  に対する接合部内横補強筋引張強度  $T_h = \sigma_{wy} \cdot \Sigma a_w$  の比で、接合部の対角方向のひび割れが拡大する接合部破壊に対して有効な補強のレベルを表す指標と考えている。T15-40試験体は、接合部補強量がT15-15の約2.5倍である。なお、いずれの試験体においても、梁主筋の定着長さは  $L_d = (3/4)D_c$  とした。柱梁曲げ耐力比は下式（1）から算出し、3体とも下柱に引張軸力が作用する加力方向時（すなわち、耐力比の最小時）に1.5程度になるよう計画した。

$$\text{柱梁曲げ耐力比} = \frac{M_{cu} + M_{cu}}{M_{bu}} \quad (1)$$

$M_{cu}$  : 上, 下柱の曲げ終局時節点モーメント(kNm)

$M_{bu}$  : 梁の曲げ終局時節点モーメント(kNm)

表-1 試験体パラメータ

試験体名	T15-15	T15-15L	T15-40
	機械式	折り曲げ	機械式
柱(500×500)	12-D25 (SD345)		
	主筋	2-D10 (SD295)   4-D10(SD390)	
梁(450×550)	5-D25 (SD490)		
	主筋	2-D10 (SD295)	
接合部	2-D10 (SD295)   4-D10 (SD390)		
軸力(kN)	0		
接合部補強量(%)	15.0		38.6
柱梁曲げ耐力比	正		1.77
	負		1.52
せん断余裕度	1.07	1.08	1.07

\*1 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 修士課程 (学生会員)  
\*2 東北大学 工学部建築・社会環境工学科 (学生会員)  
\*3 東北大学 災害科学国際研究所 助教 博士 (工学) (正会員)  
\*4 東北大学 工学研究科 都市・建築学専攻 教授 博士 (工学) (正会員)

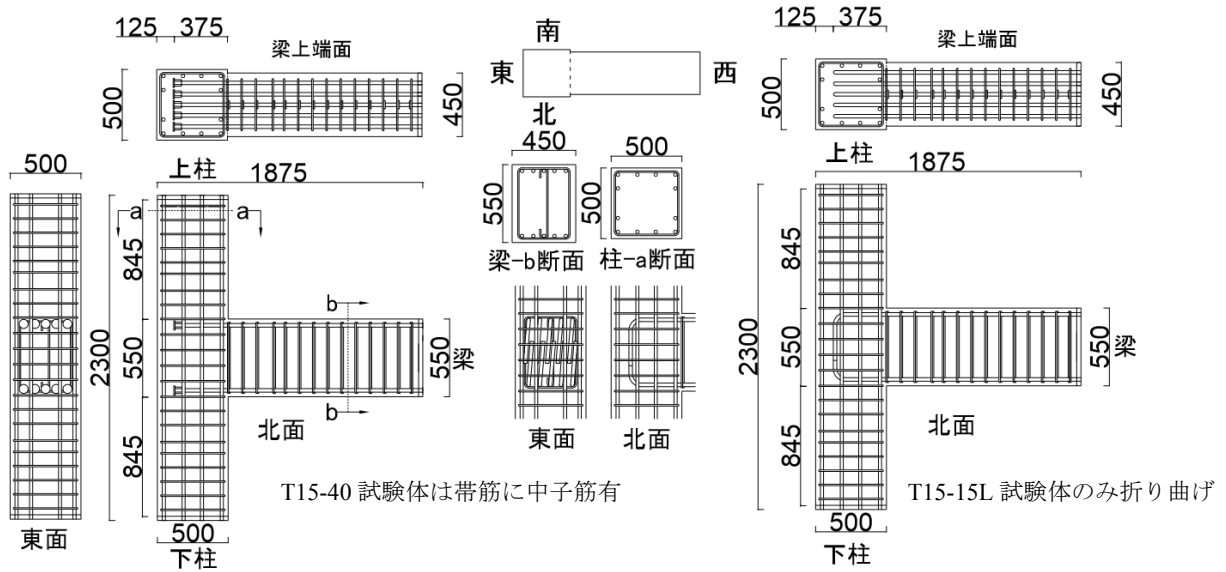


図-1 試験体配筋図

## 2.2 使用材料特性

表-2 にコンクリート圧縮試験結果を示す。使用したコンクリートは、試験体3体とも共通の早強コンクリートであり、粗骨材最大寸法が13mm、設計基準強度  $F_c=45\text{N/mm}^2$  である。表中の圧縮強度及びヤング係数は、接合部架構試験体の実験時材齢における試験結果である。表-3 に各鉄筋の引張試験結果を示す。

## 2.3 加力計画

図-3 に加力装置を示す。荷重方法として、柱両端をピン支持、梁端をピン・ローラー支持で試験体を加力フレームに設置し、試験体上部の加力ビームに取付けた1000kN水平ジャッキにより柱の変動軸力が圧縮となる方向への荷重を正加力として正負交番繰り返し荷重を与えた。その際、加力ビーム上部の1000kN鉛直ジャッキ2本によって、上柱に作用する軸力が0kNになるよう、及び加力ビームが回転しないよう制御した。並びに、梁端部の300kN鉛直ジャッキ2本によって梁端の鉛直変位が0になるよう制御した。加力スケジュールは層間変形角  $R=\pm 1/800, R=\pm 1/400\text{rad.}$  を1サイクル、 $R=\pm 1/200, \pm 1/100, \pm 1/67, \pm 1/50\text{rad.}, \pm 1/33\text{rad.}, \pm 1/25\text{rad.}$  を各2サイクル加力し最後に  $R=+1/20\text{rad.}$  まで載荷した。ただし、最大耐力発揮以降の耐力低下が顕著な場合はその時点で  $R=+1/20\text{rad.}$  まで押し切った。尚、T15-15 試験体は負荷荷で  $-1/30\text{rad.}$ 、T15-15L 試験体は  $\pm 1/25\text{rad.}$  を1サイクルとした。

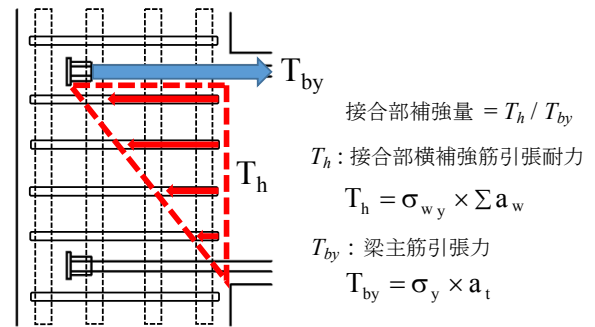


図-2 接合部補強量概念図

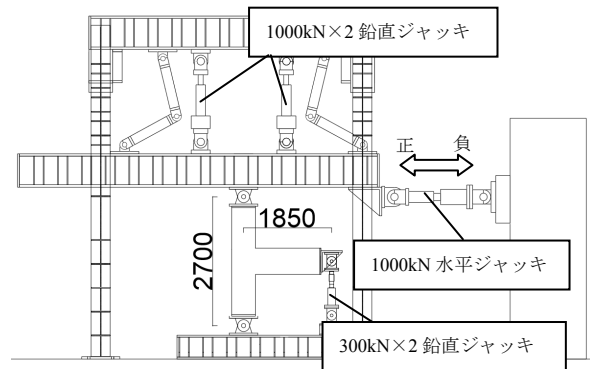


図-3 加力装置図

表-3 鉄筋材料試験結果

表-2 コンクリート材料試験結果

コンクリート 圧縮試験結果	T15-15	T15-15L	T15-40
材齢(日)	38	44	48
圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	51.1	51.9	51.5
ヤング係数( $\times 10^4$ N/mm <sup>2</sup> )	3.30	3.39	3.39

鉄筋材料試験結果	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 ( $\times 10^5$ N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
柱主筋(SD345)	417	1.92	598
梁主筋(SD490)	550	1.76	728
帯筋・横補強筋・あばら筋(SD295)	362	1.88	495
横補強筋(SD390)	448	1.87	647

### 3. 実験結果

#### 3.1 荷重変形関係および破壊過程

図-4 に層せん断力と層間変形角の関係を示し、図-5 に等価粘性減衰定数、図-6 に  $R=1/50\text{rad}$ . サイクル終了時のひび割れ図、及び、写真-1 に最終 ( $R=1/20\text{rad}$ . 時) 破壊状況を示す。なお、図-4 中の破線で示す計算耐力は、梁危険断面位置での終局曲げモーメントを曲げ解析<sup>2)</sup>から算出し、下式 (2) により層せん断力に換算した値である。

$${}_{bu}Q_c = \frac{M_{bu}}{L_s} \cdot \frac{L/2}{H} \quad (2)$$

${}_{bu}Q_c$  : 梁曲げ終局時層せん断力(kN)

$M_{bu}$  : 梁終局曲げモーメント(kNm)

$L_s$  : 梁せん断スパン(m)

$L$  : スパン(m)  $H$  : 階高(m)

T15-15 試験体は、正負荷重ともに  $1/200\text{rad}$ . サイクル時において、接合部パネルに斜めひび割れが生じ、その直後、ひび割れが発生した断面内において接合部横補強筋が降伏した。その後、正側では、 $1/67\text{rad}$ . サイクル時に柱主筋、 $1/50\text{rad}$ . サイクル時に梁主筋がそれぞれ、接合部入隅近傍の柱梁主筋交差位置で降伏し、最大耐力に達した。負側では、最大耐力到達後の  $R=1/33\text{rad}$ . サイクル時に梁主筋が降伏した。正負ともに、最大耐力発揮後、接合部の損傷拡大に伴い耐力低下を示した。また、最大耐力と梁曲げ終局時の層せん断力計算値を比較すると、正負荷重時ともに梁曲げ降伏時の計算値  ${}_{bu}Q_c$  には達せず、特に、柱梁曲げ強度比が 1.5 である負荷荷では実験値が計算値の 80% 程度しか発揮されなかった。

T15-15L 試験体は、履歴ループ、最大耐力及び  $R=1/50\text{rad}$ . 時における接合部の損傷において、T15-15 試験体とほぼ同等の性状を示し梁主筋定着工法の違いによる明確な差異は見られなかったが、最終破壊状況では、T15-15 に比してコンクリートの剥落が少ない。

T15-40 試験体は、 $1/100\text{rad}$ . サイクル時に接合部横補強筋及び帯筋が降伏した。その後、 $1/67\text{rad}$ . サイクル時に柱主筋、 $1/50\text{rad}$ . サイクル時に梁主筋が降伏し、 $1/33\text{rad}$ . サイクル時に最大耐力に達した。上記 2 体と比較すると、 $R=1/50\text{rad}$ . 時のひび割れ及び最終破壊状況に大差はなかったものの、最大耐力では約 15% 上回り、かつ、計算値と同等の値を示した。また、図-5 より T15-15 とのエネルギー吸収能に差は見られなかった。

本実験における柱梁曲げ強度比が約 1.5 (正荷重側では約 1.8) の接合部架構の破壊形式は、梁曲げ降伏先行型にはならず、柱梁それぞれの主筋が接合部内の交差部で降伏し終局を迎えるといった接合部降伏<sup>2)</sup>に至ったと判断できる。

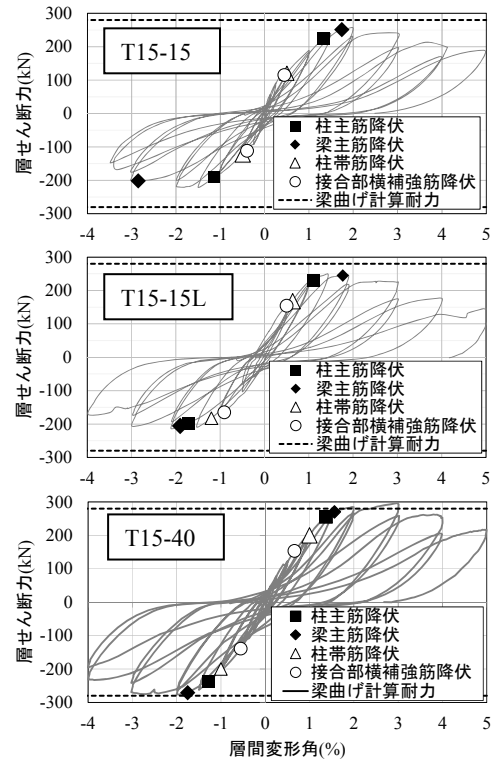


図-4 荷重-変形関係

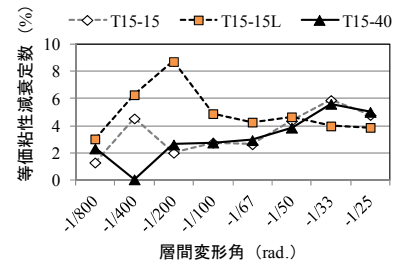


図-5 等価粘性減衰定数

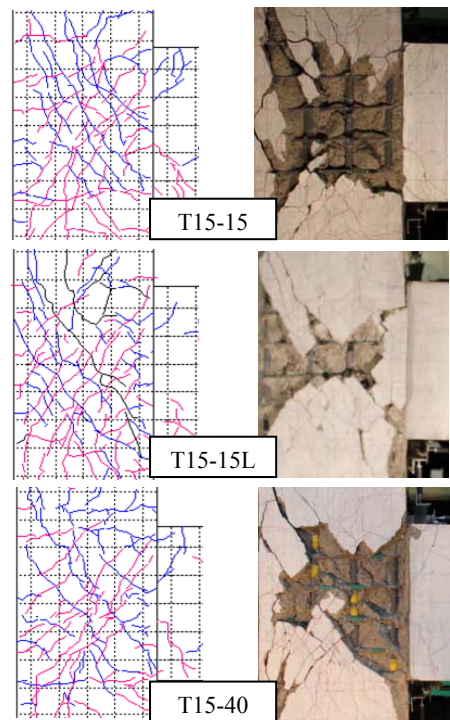


図-6  $R=1/50\text{rad}$ . 時 写真-1 最終破壊状況 ひび割れ状況

しかし、接合部横補強筋比を増し接合部補強量（図-2で定義）を約40%近くに引き上げることで、架構の耐力が梁曲げ終局時の計算値まで到達することを確認した。

### 3.2 部材の変形成分割合

図-7に変位計設置図、図-8に各部材の変形概念図を示す。並びに、図-9に負荷荷時における架構の全体変形に対する部材の変形成分割合を示す。梁、柱及び接合部それぞれの変形によって生じる全体変形（層間変形角）は、各変位計から得られた値を用い下式(3)～(5)により算出した。

$$R_b = \frac{2\delta_b}{L} \quad (3) \quad R_c = \frac{\delta_{ct} + \delta_{cb}}{H} \quad (4)$$

$$R_j = \left(1 - \frac{D_b}{H} - \frac{D_c}{L}\right) \gamma_j \quad (5)$$

$R_b, R_c, R_j$ : 梁、柱、接合部変形による層間変形角 (rad.)

$\delta_b, \delta_c, \delta_j$ : 梁・柱部分変形 (mm)

$L$ : 梁スパン(mm),  $H$ : 階高 (mm)

$D_b, D_c$ : 梁せい, 柱せい (mm)

いずれの試験体についても、小変形時では全体変形中の梁の変形成分の占める割合が大きい。しかし、接合部パネルの斜めひび割れ発生及び横補強筋が降伏後である  $R=1/100\text{rad}$ . サイクル時からは接合部の変形成分が徐々に増え、最大耐力を迎える  $1/50\text{rad}$ . 付近で急激に増大する傾向が見られた。定着補強比が異なる T15-15 と T15-40 の接合部変形割合を比較すると、 $-1/200\text{rad}$ . サイクル時までは T15-40 試験体が小さい値を示し、横補強筋による補強効果が顕著に表れているものの最終的には接合部の変形成分が支配的であった。よって、前節における検討と同様、3体とも接合部降伏し終局に至ったと判断できる。

### 3.3 梁主筋の抜け出し量

図-10に機械式定着工法を用いた T15-15, T15-40 試験体の梁主筋抜け出し量を示す。図中の抜け出し変位は、写真-2のように前記した図-7内の変位計④を用い、機械式定着端部に固定したネジ棒と接合部の相対変位を測定した。結果として、T15-40 試験体の抜け出し変位が T15-15 のそれに比べ小さく抑えられ、接合部補強量増加による補強効果が有効に働いた。詳細として、接合部破壊の場合<sup>4)</sup>は接合部の対角ひび割れの開きが大きくなると考えられるが、接合部横補強筋の効果によってひび割れ幅が拡大する変形が抑制され、梁主筋抜け出し量の低減につながったといえる。

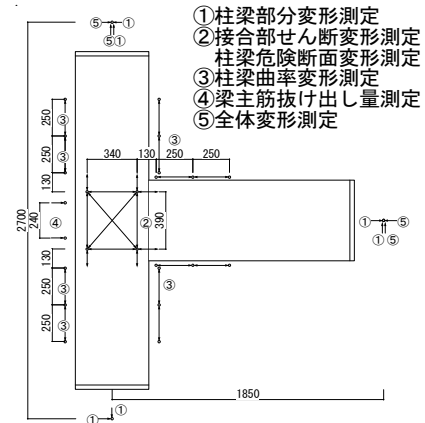


図-7 変位計設置図

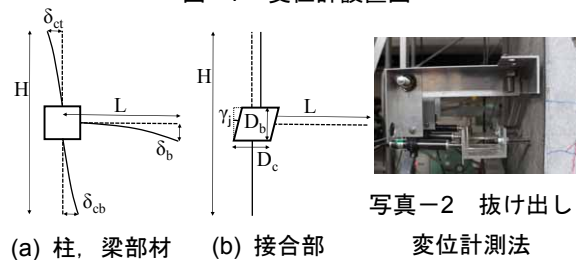


図-8 各部材の変形概念図

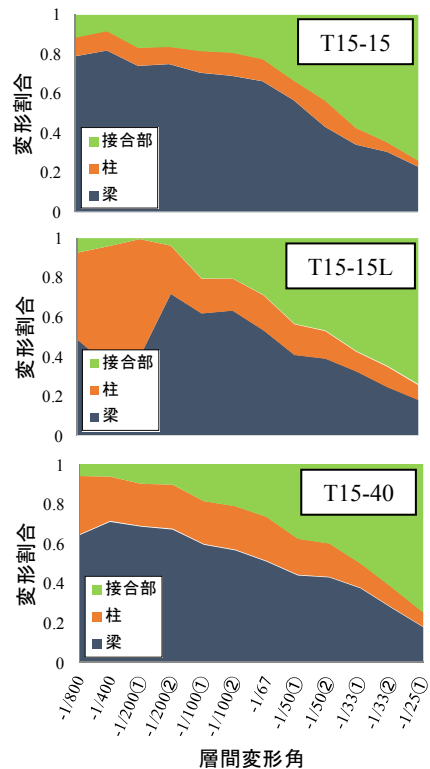


図-9 各部材の変形成分割合

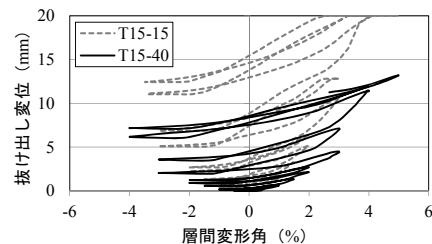


図-10 梁主筋の抜け出し変位



### 3.4 接合部の挙動

図-11 に接合部せん断力-せん断変形角関係、図-12 に接合部せん断変形角-層間変形角関係を示す。その際、接合部のせん断強度には下記の式(6)を用いた。

$$V_j = \frac{H}{j_b} \left\{ 1 - \frac{j_c}{L} - \frac{j_b}{H} \right\} Q_c \quad (6)$$

$V_j$  : 接合部せん断力(kN),  $Q_c$  : 柱せん断力(kN)

$j_b, j_c$  : 梁または柱の応力中心間距離

いずれの試験体においても正負荷荷に関わらず、接合部せん断変形角が 1%程度に到達すると、次加力サイクル時においてその値が急激に増大する傾向が見られる。それぞれの試験体において、せん断変形角が 1%に達したときの層間変形角を正負荷荷時別に比較すると以下のようなものである。正荷荷側（柱梁曲げ耐力比 1.8）では、T15-15 試験体が  $R=1/50rad.$ , T15-15L 及び T15-40 試験体が  $R=1/33rad.$ であった。負荷荷側（柱梁曲げ耐力比 1.5）では、T15-15 及び T15-15L 試験体が  $R=-1/50rad.$ , T15-40 試験体が  $R=-1/33rad.$ であった。以上から、柱梁曲げ耐力比が 1.5 程度と低い場合（負荷荷時）においては、梁主筋の定着工法の差異はほとんど見られず接合部のせん断変形増大が比較的早期の層間変形角時に生じる。しかし、接合部補強量を増大させることで、接合部のせん断変形の進行を遅らせることが可能であることを明らかにした。

図-13 に接合部横補強筋のひずみ挙動、図-14 に最も早期に降伏した横補強筋ひずみ計測位置図を示す。図中のひずみは加力中に最も早期に降伏した横補強筋より計測した値であり、同図内には鉄筋の材料試験結果から得た降伏ひずみを併記する。 $R=1/200rad.$ において、T15-15 の横補強筋は降伏ひずみに達しているものの、T15-40 のひずみは 1500 $\mu$  程度である。よって、横補強筋量を増したことで、1 本当当たりの応力負担が軽減され、接合部せん断変形角の早期増大が抑制されていることがひずみ挙動からも確認されたといえる。

図-15 に接合部パネル斜めひび割れにおける最大残留ひび割れ幅の推移を  $R=1/50rad.$ まで示す。いずれの試験体においても 1/200rad. サイクル時まで残留ひび割れ幅がほとんど生じない。1/100rad. サイクル時になると T15-15 試験体で残留ひび割れ幅が急激に増加し、1mm を超えるのに対し、T15-15L, T15-40 試験体はひび割れ幅 0.2~0.3mm 程度であった。その後、1/50rad. サイクルまで加力すると、T15-15, T15-15L 試験体のひび割れ幅が 1.5mm 程度まで拡大し、T15-40 試験体は 1mm 未満にとどまった。以上より、小変形 (1/200rad.) 時までは試験体間で差は見られず、定着工法だけで比較すると 1/100rad.~1/67rad. サイクル時では折り曲げ定

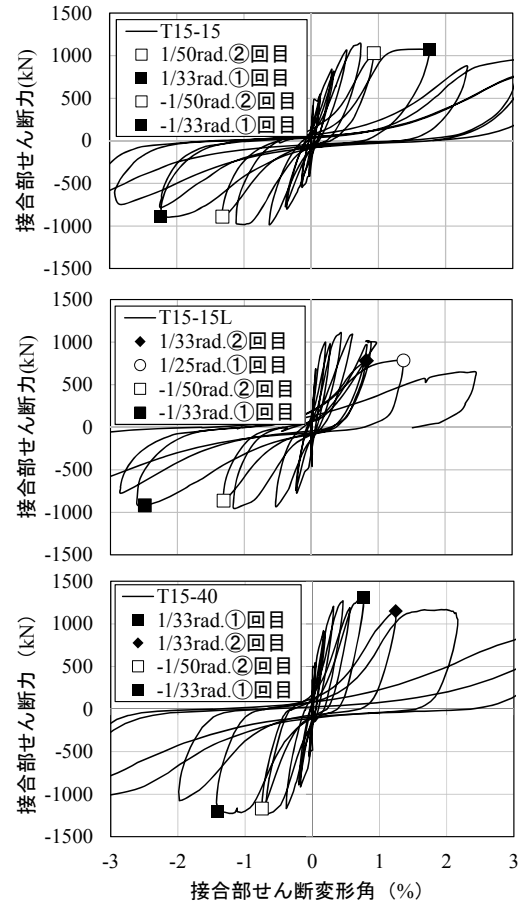


図-11 接合部せん断力-せん断変形角関係

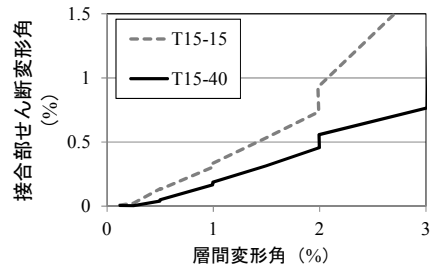


図-12 接合部せん断変形角-層間変形角関係

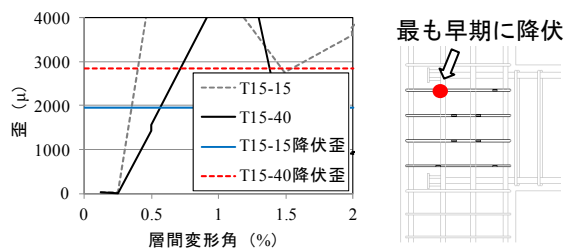


図-13 接合部横補強筋のひずみ挙動

図-14 横補強筋ひずみ計測位置図

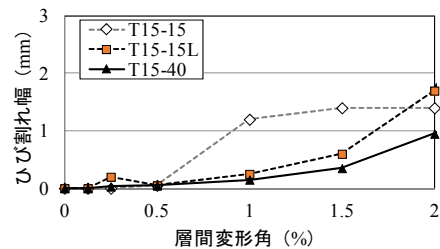


図-15 接合部の除荷時最大残留ひび割れ幅推移

着のひび割れ幅が小さい。しかし、大変形 (1/50rad.) 時まで加力すると定着工法による差は見られず、接合部補強量を増加させた試験体のひび割れ幅が最も小さい結果に至った。

#### 4. 既往の研究との比較検討

図-16 に柱梁曲げ耐力比別及び接合部補強量別の実験値と計算値 (梁曲げ終局時耐力) の比較を示す。なお、図中の文献データは表-4 に示す文献リストからせん断余裕度 1 以上、かつ梁主筋定着長さ(3/4) $D_c$  以上、梁主筋定着余裕度 (側面剥離破壊時の層せん断力/梁曲げ終局時の層せん断力) 1 以上のものを抜粋し引用した。本実験結果は、文献データ全体の傾向とほぼ同様であった。T15-15 及び T15-15L 試験体は、柱梁曲げ耐力比が 1.5 程度かつ接合部補強量が比較的少ないため、実験値が計算値に到達していない。また、T15-40 試験体は負荷荷時の柱梁曲げ耐力比が 1.5 程度であっても実験値が計算値とほぼ同等の結果であった。よって、柱梁曲げ耐力比が 1.5 程度の架構においては、T15-40 試験体のように横補強筋量を増し接合部補強量を十分に確保することで梁曲げ終局時の最大耐力を発揮することができる可能性があると言える。

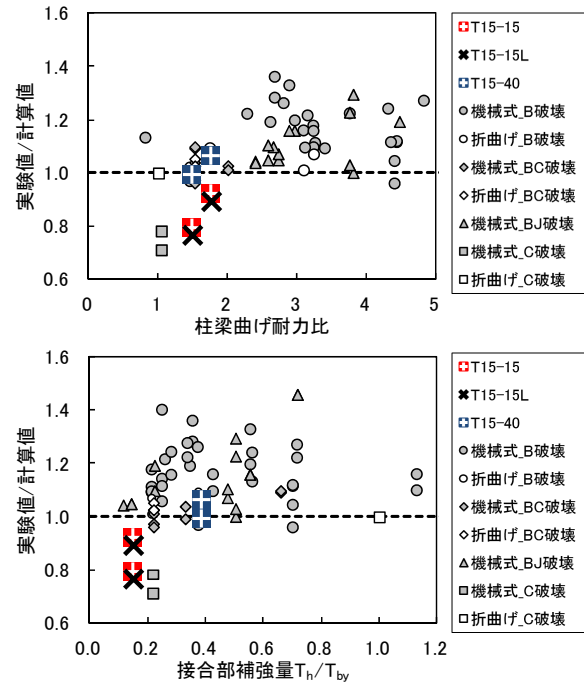
#### 5. まとめ

梁降伏先行型 (接合部せん断余裕度1.1) かつ柱梁曲げ耐力比1.5程度のRC造ト形柱梁接合部部分架構において、定着工法、接合部横補強筋といった設計因子が架構の耐力性状や破壊性状に及ぼす影響について静的加力実験から比較・検討し、以下の知見を得た。

- 1) いずれの試験体も従来設計における梁降伏先行破壊型であったが、1/50rad.以降で接合部の変形成分が急激に増大し、最終的に接合部降伏によって終局に至った。
- 2) 梁主筋定着工法の違いを比較すると、最大耐力においてほぼ同等の結果を示した。
- 3) 接合部横補強筋を増し、接合部補強量を 25%程度増大させることで、架構の耐力上昇、接合部せん断変形の早期増大及び残留ひび割れ幅の拡大抑制に多大な効果をもたらすことを明らかにした。接合部曲げ耐力比が 1.5 程度のト形柱梁接合部では接合部補強量を 40%程度配筋すれば設計強度を満足することができると思われる。

#### 謝辞

本研究は、(財)日本建築防災協会の「機械式定着工法研究委員会」の研究の一部として実施したもので、実験の計画・設計・実施に際しては、東京鉄鋼(株)及び(株)堀江建築工学研究所より、技術資料・材料等の提供を受けた。ここに記して関係各位に感謝の意を表す。



※B 破壊：梁曲げ降伏破壊 BJ 破壊：梁曲げ降伏後、接合部破壊  
BC 破壊：梁曲げ降伏後、柱破壊 C 破壊：柱曲げ降伏破壊

図-16 既往研究との比較

表-4 論文リスト

著者	媒体	年	pp.
今井弘, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1999年	531/536
田才晃, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2000年	857/860
清原俊彦, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2004年	27/34
宮崎史, 他	コンクリート工学年次論文報告集	1994年	717/722
藤達也, 他	コンクリート工学年次論文報告集	1996年	977/982
奥田明久, 他	コンクリート工学年次論文報告集	1996年	971/976
中西三和, 他	コンクリート工学年次論文報告集	1998年	679/682
小森淳, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1996年	679/682
岸田隆, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1978年	1683/1684
村井和雄, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1994年	683/686
林和也, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1997年	385/386
今枝武晴, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1998年	541/544
塩川真, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1998年	551/552
川崎清彦, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1995年	67/68
坂田博史	AIJ大会学術講演梗概集	1995年	45/46
永井智之	AIJ大会学術講演梗概集	1997年	371/374
小倉弘一郎, 他	AIJ大会学術講演梗概集	1988年	459/460
竹内博幸, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2001年	111/114
今西達也, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2006年	23/24
足立将人, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2007年	633/634
益尾潔, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2007年	649/650
塩原等, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2010年	391/400
野崎博, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2011年	533/536
西村英一郎, 他	AIJ大会学術講演梗概集	2013年	741/744

#### 参考文献

- 1) 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
- 2) 塩原等，楠原文雄，他：鉄筋コンクリート造外部柱梁接合部の耐震性能におよぼす設計因子の影響に関する実験 (その1～その5)，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-2 分冊，pp391-400，2010.9
- 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造の設計，2002
- 4) 楠原文雄，塩原等，他：鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の終局モーメント算定法，日本建築学会構造系論文集 vol.78. No.693. 2013.11, pp1949-1958
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010