

機械式定着による 590N/mm² 級高強度鉄筋を用いた RC 造 L 形接合部の構造性能

STRUCTURAL PERFORMANCE OF R/C L-SHAPED BEAM-COLUMN JOINTS USING 590N/mm² CLASS HIGH-STRENGTH REINFORCEMENT AND MECHANICAL ANCHORAGE

益尾 潔 ——— *1 堂下 航 ——— *2
足立将人 ——— *3

Kiyoshi MASUO ——— *1 Wataru DOUSHITA ——— *2
Masato ADACHI ——— *3

キーワード：
機械式定着, 高強度鉄筋, L 形接合部, 接合部横補強筋, 変形性能

Keywords:
Mechanical anchorage, High-strength reinforcement, L-shaped joint, Transverse reinforcement, Beam end ductility

Effective utilization of 590N/mm² class high-strength reinforcement is able to reduce number of footing beam reinforcements. However its validity is not verified by experiment. In this study, R/C L-shaped joint using 590 N/mm² class high-strength reinforcement and mechanical anchorage is tested. Consequently, the authors clarified that the proposed design formula can be applied for estimation ultimate strength of such joint as well as using normal-strength reinforcement.

1. はじめに

通常, 基礎梁主筋本数は多く, 最下階柱と基礎梁との柱梁接合部では, 柱, 梁主筋定着部の配筋が輻輳する。基礎梁主筋を 590N/mm² 級高強度鉄筋とし, 設計で想定した構造性能を確保できれば, 最下階柱・基礎梁接合部での過密配筋が解消される。現在, 上記の点を確認した実験は見当たらない。また, 基礎梁せいは一般に大きいので, 柱主筋定着長さが長く, 柱主筋定着破壊の恐れは少ない。ただし, 試験体寸法の制約から, 上記の点を実験で確認することは難い。

筆者らは, 実験を基に, 機械式定着による 590N/mm² 級梁主筋と圧縮強度が Fc120 程度までのコンクリートを組合せた高強度材料を用いた T 形接合部の構造性能を明らかにした¹⁾。

以上の背景より, 590N/mm² 級梁, 柱主筋を用いた機械式柱主筋外定着による L 形接合部の実験を行った。すなわち, 最上階の場合と同様, 最下階柱と基礎梁との柱梁接合部を L 形接合部と見なして実験を行った。また, 柱主筋外定着²⁾は, 最上階梁上端筋を機械式直線定着とし, 同定着部の上部に柱主筋定着部を配置し, 柱主筋定着部を定着部拘束筋で拘束するとともに, 梁上端筋定着部の上部からかんざし筋を挿入する接合部配筋詳細である。本実験では, 現場打ち杭基礎の場合, 最下階柱・基礎梁接合部内の基礎梁下端筋定着部は現場打ち杭で拘束されるので, この拘束を想定し, 機械式柱主筋外定着による接合部配筋詳細を採用した。

2. 実験

2.1 実験計画

(1) 試験体および実験因子

試験体の形状寸法および配筋を図 1, 図 2 に示す。実験因子は, 表 1 に示すように, ①コンクリートの目標圧縮強度 Fc(80N/mm², 60N/mm²), ②梁せい Dg(400mm, 500mm), ③定着部拘束筋の鋼種(685

N/mm² 級, SD295)であり, 各試験体ともに, 梁, 柱主筋鋼種は 590N/mm² 級とした。試験体数は 4 体である。なお, 実験計画時には, コンクリートの目標圧縮強度 Fc を用いて試験体各部耐力を算出した。

梁せい Dg=400mm の試験体では柱主筋を 12-D19 とし, Dg=500mm の試験体では, 梁曲げ終局耐力の上昇に伴い, 柱主筋を 12-D22 とした。また, 各試験体ともに, 梁主筋定着長さ lag は (3/4)Dc (=15.8db) とした。その他の構造諸元は梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型を想定して定めた。Dc は柱せい, db は梁主筋直径を示す。

表 1 実験計画

試験体	F _c (N/mm ²)	梁 せい D _g (mm)	柱主筋				定着部 拘束筋 鋼種
			配筋	l _{ac} (mm)	l _{ac} /d _b	l _{ac} /D _g	
HL8-4-400-C	80	400	12 -D19	420	22.1	1.05	685級
HL6-4-400-A	60						SD295
HL6-4-400-C							
HL6-4-500-C		500	12 -D22	520	23.6	1.04	685級

【記号】 Fc: コンクリートの目標圧縮強度, lac: 柱主筋定着長さ
db: 梁, 柱主筋直径, pjwh: 接合部横補強筋比

【共通諸元】 柱断面 (Bc, Dc)=400×400mm, 梁幅 Bg=300mm
梁主筋: 4-D19 (590N/mm² 級), 定着長さ lag=300mm, lag/db=15.8
柱主筋鋼種: 590N/mm² 級, 接合部横補強筋鋼種: 685N/mm² 級
定着部拘束筋: 4-D10-1組, かんざし筋: D10-3組 (SD295)

	梁	柱	接合部	
横補強筋	2-D10@100	2-D10@80	2-D10-3組	2-D10-4組
横補強筋比 pw	0.47%	0.44%	0.33%	0.34%

1) 横補強筋鋼種: すべて 685N/mm² 級

2) 接合部横補強筋: (左欄) Dg=400mm, (右欄) Dg=500mm 試験体

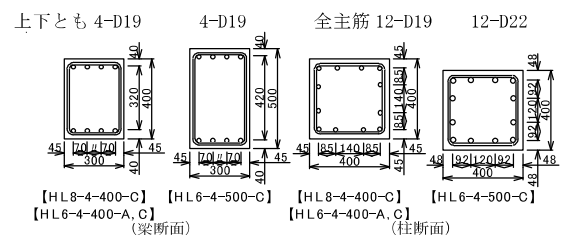


図 1 柱梁断面図

¹⁾ (一社) 建築構造技術支援機構 代表理事・工博
(〒564-0052 大阪府吹田市広芝町 3-29)

²⁾ (一財) 日本建築総合試験所構造部構造試験室 修士 (工学)

³⁾ (一財) 日本建築総合試験所構造部構造試験室 博士 (工学)

¹⁾ Supporting Association for Building Structural Technology, Dr. Eng.

²⁾ Structural Eng. Dept., General Building Research Corporation of Japan, M. Eng.

³⁾ Structural Eng. Dept., General Building Research Corporation of Japan, Dr. Eng.

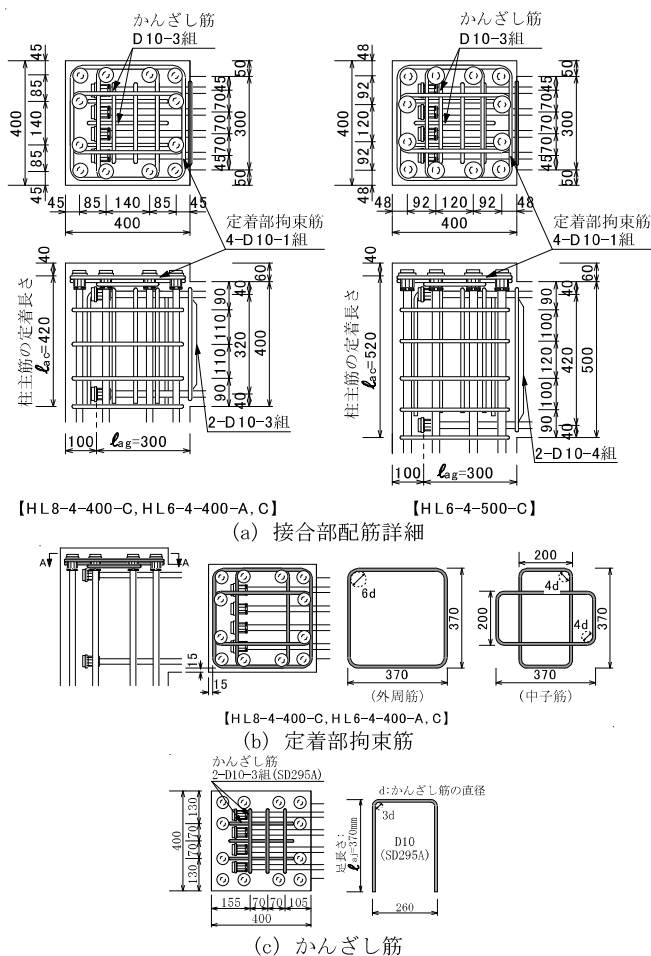


図2 主な試験体の配筋詳細

(2) 使用材料

材料試験結果を表2に示す。梁、柱主筋定着金物はネジ節鉄筋用定着金物³⁾とした。

表2 材料試験結果

(a) コンクリート

目標強度	σ_B (N/mm^2)	ε_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)
Fc60	59.1	2.75	34.6	4.87
Fc80	85.5	2.98	40.5	6.09

σ_B : 実圧縮強度、 ε_{co} : σ_B 時のひずみ

E_c : ヤング係数、 σ_t : 割裂強度

(b) 鉄筋

使用部位	鋼種	呼び名	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	伸び (%)
柱、梁主筋	590級	D19	664	836	14
		D22	646	837	13
横補強筋	OT685	OD10	725	952	15
定着部拘束筋	SD295	D10	312	475	30
定着部拘束筋	SD295	D10	364	517	26
かんざし筋	SD295	D10	364	517	26

σ_y : 降伏点、 σ_u : 引張強度

σ_B : 実圧縮強度, ε_{co} : σ_B 時ひずみ
 E_c : ヤング係数, σ_t : 割裂強度

σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度

(3) 実験方法

本実験では、図3に示すように、梁反曲点位置に両側ピン付き反力受け治具を取り付けた3ヒンジラーメン架構について、L形が閉じる加力時を正加力時、その逆を負加力時とし、油圧ジャッキで梁材軸位置に水平力を加え、正負繰返し载荷を行った²⁾。この場合、柱、梁に正加力時には圧縮力、負加力時には引張力が作用する。

2.2 各試験体の荷重－変形状および破壊形式

各試験体の Q_c-R 関係を図4、代表的試験体のひび割れ状況を写真1に示す。 Q_c は柱せん断力、 R は層間変形角である。図4中には、最大耐力 Q_{max} 、限界層間変形角 R_{80} および主な発生現象を示した。 R_{80} は、耐力が Q_{max} の80%低下時の限界層間変形角実験値である。写真1中には、最大ひび割れ幅を併記した。

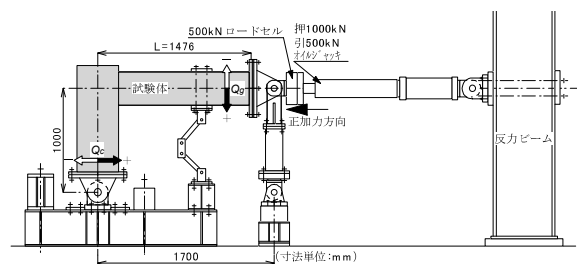


図3 実験装置

各試験体ともに、図4に示すように、接合部せん断ひび割れ(MJC)が $R=6.0 \sim 7.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に隅側柱主筋定着金物近傍から発生した後、 $R=12 \sim 14 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に梁主筋の引張降伏(BTY), $R=17 \sim 20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に接合部横補強筋の引張降伏(JHY)が発生した。定着部拘束筋の引張降伏(ATY)の発生時は $R=10 \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 、最大耐力 Q_{max} は $R=28 \sim 30 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時であり、限界層間変形角 R_{80} は $33.4 \sim 46.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ であった。以上より、各試験体ともに、破壊形式は、梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型であると判別された。

MJC: 接合部せん断ひび割れ, BTY: 梁主筋の引張降伏
 JHY: 接合部横補強筋の引張降伏, ATY: 定着部拘束筋の引張降伏

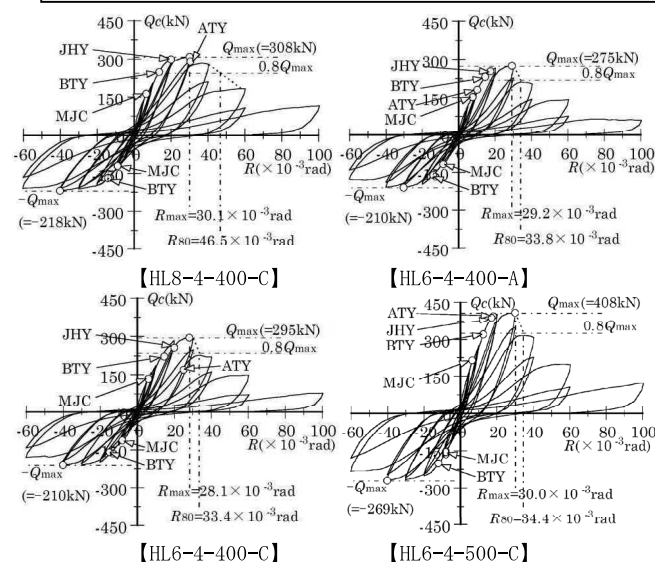


図4 各試験体の Q_c-R 関係

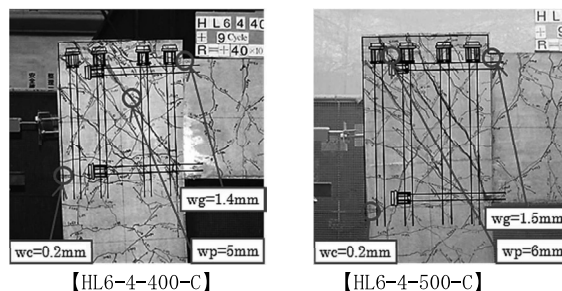


写真1 代表的試験体のひび割れ状況 ($R=40 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時)

2.3 実験因子ごとの $Q_c/Q_{cu}-R$ 関係正加力時包絡線

実験因子ごとの基準化柱せん断力 Q_c/Q_{cu} －層間変形角 R 関係正加力時包絡線を図5に示す。 Q_{cu} は梁曲げ終局耐力時柱せん断力を示す(【付録】参照)。

- 1) コンクリート強度を Fc60 から Fc80 に高めると、最大耐力が増加し、耐力安全率 Q_{max}/Q_{cu} は 1.09 から 1.13、限界層間変形角 R_{80}

は $33.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ から $46.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ にそれぞれ増加した。

- 2) 定着部拘束筋鋼種を SD295 から 685N/mm² 級に高めると、最大耐力が増加し、耐力安全率 $Q_{\text{max}}/Q_{\text{cu}}$ は 1.01 から 1.09 に増加した。ただし、限界層間変形角 R_{80} は同程度であった。
- 3) 梁せいが 400mm と 500mm の場合、梁せいに係わらず、 $Q_c/Q_{\text{cu}}-R$ 関係正加力時包絡線はほぼ一致した。

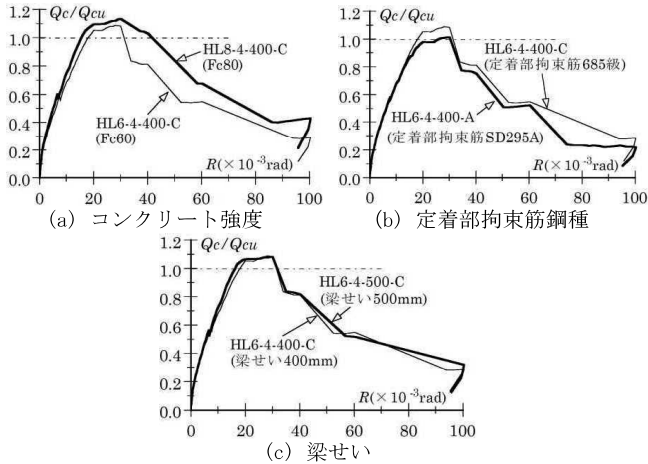


図5 実験因子ごとの $Q_c/Q_{\text{cu}}-R$ 関係正加力時包絡線

2.4 最大ひび割れ幅の推移

正加力所定時の梁端最大曲げひび割れ幅 w_g 、接合部最大せん断ひび割れ幅 w_p の推移を図6に示す。ひび割れ幅はクラックスケールで測定した。同図に示すように、コンクリート強度を高めると、接合部最大せん断ひび割れ幅 w_p は減少し、梁端最大曲げひび割れ幅 w_g は増大した。また、定着部拘束筋鋼種を高めるか、梁せいを大きくすると、梁端最大曲げひび割れ幅 w_g は増大し、接合部最大せん断ひび割れ幅 w_p は同程度であった。これらの接合部最大せん断ひび割れ幅 w_p の推移は、2.5節の接合部横補強筋ひずみ ϵ_{H1} の推移に対応すると考えられる。

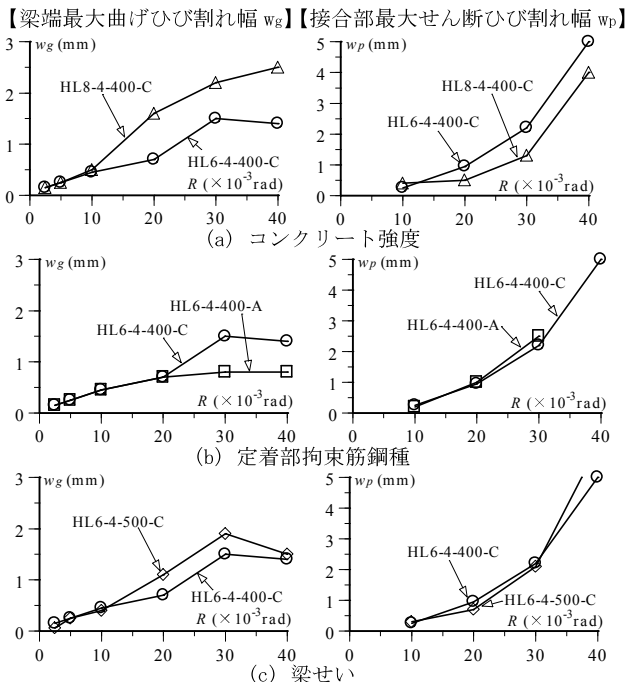


図6 実験因子ごとの最大ひび割れ幅の推移

2.5 接合部横補強筋ひずみの推移

各試験体の正加力所定時の接合部横補強筋ひずみ ϵ_{H1} の推移を図7に示す。各試験体ともに、引張側梁主筋定着部近傍の接合部横補強筋ひずみ ϵ_{H2} がその他の横補強筋ひずみより大きく、層間変形角 $R=20 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時に降伏ひずみ ϵ_y に達した後、急増した。また、柱端仕口面の横補強筋ひずみ(梁せい 400mm 試験体: ϵ_{H5} , 500mm 試験体: ϵ_{H6})の最大値は 1×10^{-3} 程度であった。

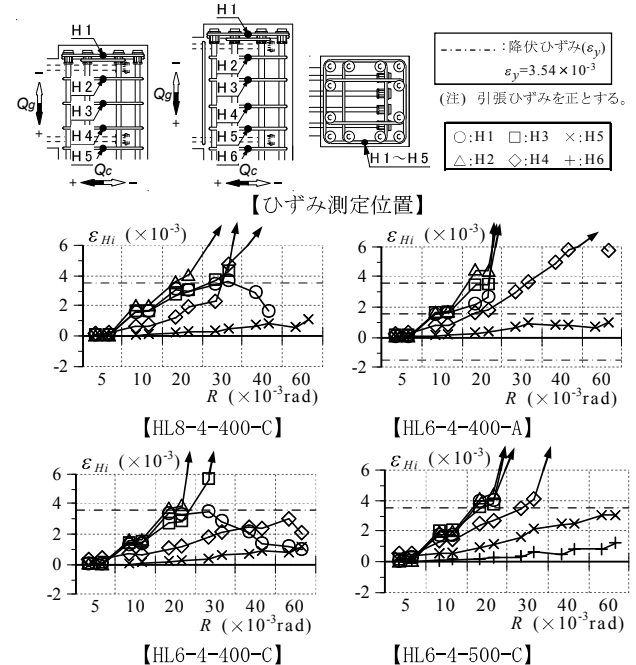


図7 各試験体の接合部横補強筋ひずみ ϵ_{H1} の推移(正加力時)

2.6 定着部拘束筋ひずみの推移

各試験体の正加力所定時の定着部拘束筋ひずみ $\epsilon_{H1,7,8}$ の推移を図8に示す。

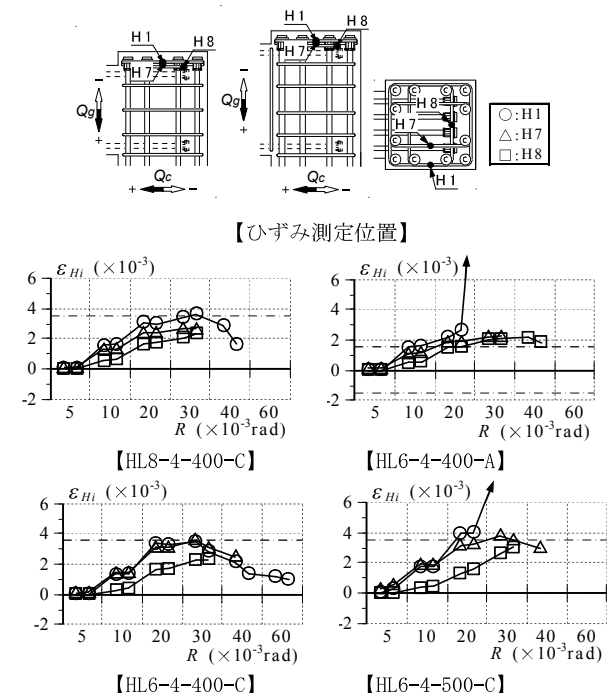


図8 各試験体の定着部拘束筋ひずみ ϵ_{H1} の推移(正加力時)

図 8 によると、定着部拘束筋鋼種が 685N/mm² 級の試験体では、加力構面平行方向ひずみ $\epsilon_{H1,7}$ は、最大耐力 ($R=30 \times 10^{-3}$ rad.) 時に概ね降伏ひずみ ϵ_y に達した。定着部拘束筋鋼種が SD295 の試験体では、加力構面平行方向ひずみ $\epsilon_{H1,7}$ と直交方向ひずみ ϵ_{H8} は、いずれも $R=10 \sim 20 \times 10^{-3}$ rad. 時に降伏ひずみ ϵ_y に達した。また、直交方向ひずみ ϵ_{H8} は、梁せい 400mm 試験体では $R=30 \times 10^{-3}$ rad. 時に 2×10^{-3} 程度、梁せい 500mm 試験体では降伏ひずみ ϵ_y 近くまで進展した。

すなわち、SD295、685N/mm² 級の定着部拘束筋ともに、L 形が閉じる正加力の場合、梁上端筋が引張力を受けると、定着部拘束筋および接合部横補強筋に引張ひずみが発現し、定着部拘束筋による補強効果を期待できる。

2.7 かんざし筋ひずみの推移

各試験体の正加力所定時のかんざし筋ひずみ $\epsilon_{K1} \sim \epsilon_{K5}$ の推移を図 9 に示す。各試験体ともに、梁主筋定着金物近傍のかんざし筋足部のひずみ $\epsilon_{K1,4}$ が $R=10 \sim 20 \times 10^{-3}$ rad. 時に降伏ひずみ ϵ_y に達し、その後も進展した。すなわち、かんざし筋ひずみは、梁上端筋定着部の上面方向への移動に伴って発現したと考えられる。

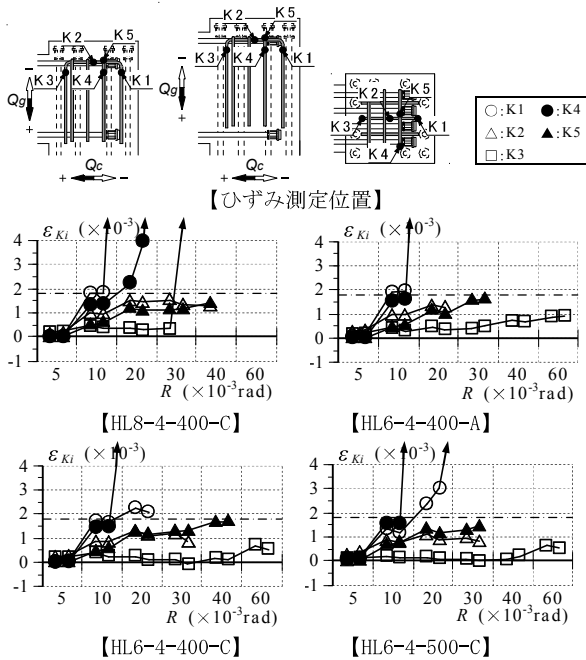


図 9 各試験体のかんざし筋ひずみ K_i の推移(正加力時)

2.8 定着部拘束筋引張力に関する検討

2.8.1 検討方法

梁上端筋が引張側の場合、定着部拘束筋は、①柱主筋定着部から派生する鉛直構面内ストラットの抵抗機構(図 10(a))、②梁上端筋定着部から派生する水平構面内ストラットの抵抗機構(図 10(b))の形成に寄与すると考えられる²⁾。この考察に基づき、下記の定着部拘束筋の引張力伝達係数(γ_{Hg} , γ_{Hc})について検討する。

$\gamma_{Hg} = T_H / T_g$: 梁上端筋に対する引張力伝達係数

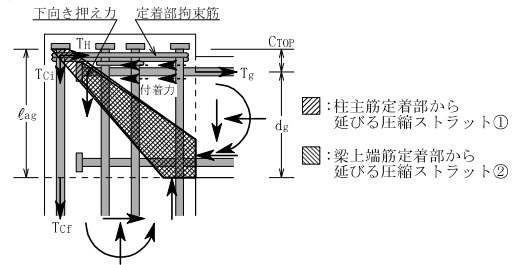
$\gamma_{Hc} = T_H / T_{cf}$: 最外縁柱主筋に対する引張力伝達係数

T_H : 定着部拘束筋の全引張力

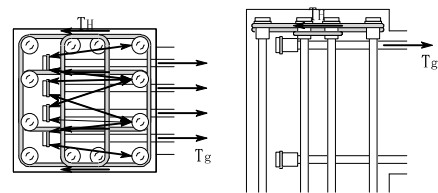
T_g : 梁端仕口面での梁上端筋の全引張力

T_{cf} : 柱端仕口面での出隅側・最外縁柱主筋の全引張力

T_H , T_g , T_{cf} は、図 8、図 11 の鉄筋ひずみ測定値 ($\epsilon_{H1,7}$, $\epsilon_{G2,6}$, ϵ_{C2}) を用い、完全弾塑性型の応力-ひずみ関係として算出する。 $\epsilon_{H1,7}$ は定着部拘束筋の引張ひずみ、 $\epsilon_{G2,6}$ は梁端仕口面での梁上端筋の引張ひずみ、 ϵ_{C2} は柱端仕口面の出隅側・最外縁柱主筋の引張ひずみである。



(a) 鉛直構面内ストラット



(b) 水平構面内ストラット

図 10 柱主筋外定着方式による定着部拘束筋に係わる抵抗機構²⁾

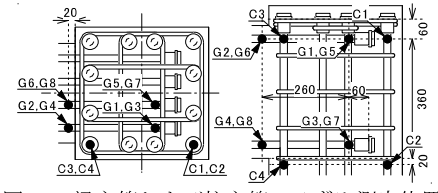


図 11 梁主筋および柱主筋のひずみ測定位置

2.8.2 検討結果

梁上端筋および最外縁柱主筋に対する引張力伝達係数 γ_{Hg} , γ_{Hc} の推移を図 12 に示す。同図中には、引張力基準伝達係数 γ_{Hgo} ($=T_{Hy}/T_{gy}$)、 γ_{Hco} ($=T_{Hy}/T_{cy}$) を併記した。 T_{Hy} は定着部拘束筋の全降伏引張力、 T_{gy} は梁上端筋の全降伏引張力、 T_{cy} は梁降伏時の引張側柱主筋の全引張力であり、 $T_{cy} = \sigma_{cy} / (cQ_{cu}/cQ_{gu})$ として算出した。

σ_{cy} は柱主筋の断面積および降伏強度、 cQ_{cu} , cQ_{gu} は柱曲げ終局耐力時および梁曲げ終局耐力時の柱せん断力である。 γ_{Hgo} と γ_{Hco} は、それぞれ鉄筋の実降伏強度を用いて求めた。各試験体の接合部せん断余裕度 Q_{gu}/Q_{cu} は 0.98~1.27 である。

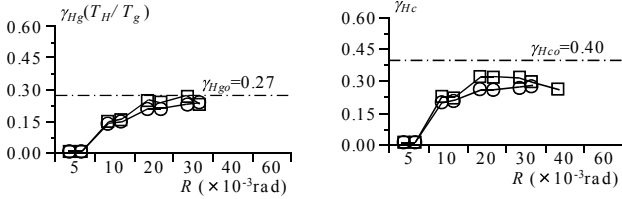
図 (a), (b), (c) によると、各試験体ともに、最大耐力 ($R \approx 30 \times 10^{-3}$ rad.) 時の γ_{Hg} は引張力基準伝達係数 γ_{Hgo} と同程度となった。すなわち、SD490 以下の普通強度鉄筋の場合²⁾と同様、梁曲げ降伏先行型の場合、最大耐力時の定着部拘束筋全引張力 T_H は、梁端仕口面での梁上端筋全引張力 T_g から伝達される梁上端筋の定着力と釣り合い、 γ_{Hg} は γ_{Hgo} とほぼ一致したと考えられる。

図 (b) によると、定着部拘束筋鋼種が SD295 の試験体 HL6-4-400-A では、定着部拘束筋鋼種が 685N/mm² 級の場合に比べ、定着部拘束筋が早期に降伏したので、 γ_{Hc} は γ_{Hco} と同程度となった。それ以外の試験体の最大耐力時の γ_{Hc} は、いずれも 0.3 程度であり、引張力基準伝達係数 γ_{Hco} の 80~90% 程度になった。これは、梁曲げ降伏後、柱主筋ひずみの進展が頭打ちしたことに起因すると考えられる。

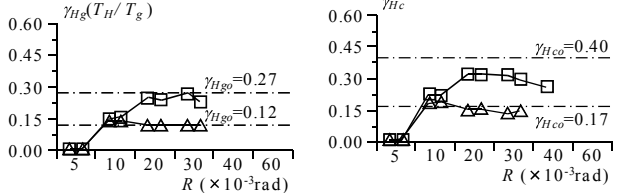
○: HL8-4-400-C, △: HL6-4-400-A, □: HL6-4-400-C, ◇: HL6-4-500-C

【引張力伝達係数 γ_{Hg} 】

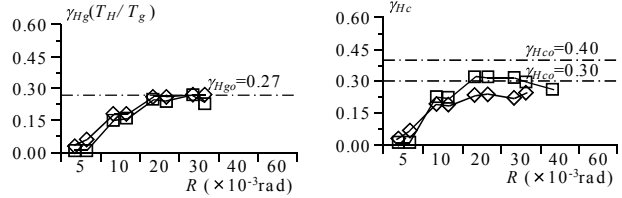
【引張力伝達係数 γ_{Hc} 】



(a) コンクリート強度



(b) 定着部拘束筋鋼種



(c) 梁せい

図12 実験因子ごとの梁上端筋および最外縁柱主筋に対する引張力伝達係数 γ_{Hg} , γ_{Hc} の推移 (正加力時)

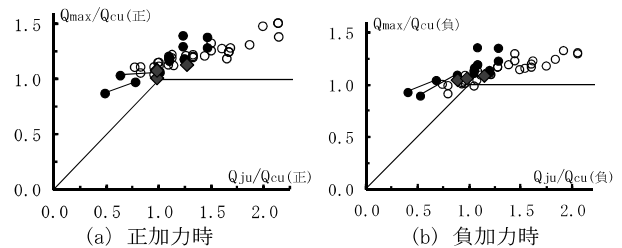
3. 終局耐力および変形性能の検討

3.1 終局耐力

ここでは、文献2)と同様、梁または柱の曲げ終局耐力時柱せん断力 Q_{cu} および接合部終局耐力時柱せん断力 Q_{ju} の妥当性を確認する (【付録】参照)。本実験の柱主筋外定着試験体 (◆: 4 体) および文献2)によるSD490以下の普通強度鉄筋を用いた柱主筋外定着試験体 (●: 14 体) と直交梁なしの柱主筋内定着試験体 (○: 31 体) の Q_{max}/Q_{cu} — Q_{ju}/Q_{cu} 関係を図13に示す。 Q_{max} は最大耐力実験値、 Q_{ju}/Q_{cu} は接合部耐力余裕度であり、同図中では、柱主筋外定着試験体で梁主筋本数のみが異なる試験体同士を実線で結んだ。各耐力計算値は鉄筋の実降伏点およびコンクリートの実圧縮強度を用いて求めた。

同図によると、正負加力時ともに、高強度鉄筋を用いた本実験の Q_{max} は、普通強度鉄筋を用いた実験²⁾と同様、 $Q_{ju}/Q_{cu} \geq 1.0$ の場合 Q_{cu} 以上、 $Q_{ju}/Q_{cu} < 1.0$ の場合 Q_{ju} 以上となった。すなわち、高強度鉄筋を用いた柱主筋外定着試験体の計算耐力 Q_{cu} および Q_{ju} は、普通強度鉄筋の場合と同様、最大耐力実験値 Q_{max} に対して安全側に評価された。

普通強度	高強度
外定着	内定着
●	○
◆	◇



(a) 正加力時

(b) 負加力時

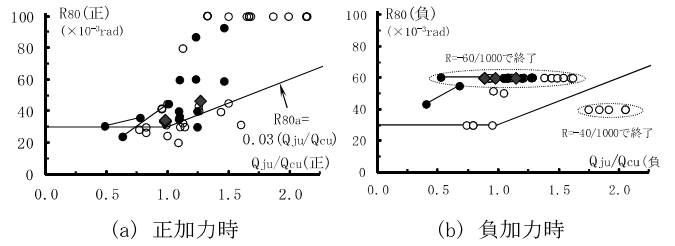
図13 Q_{max}/Q_{cu} — Q_{ju}/Q_{cu} 関係

3.2 変形性能

3.2.1 接合部耐力余裕度の影響

図13と同一試験体の正負加力時 R_{80} — Q_{ju}/Q_{cu} 関係を図14に示す。 R_{80} は、耐力が最大耐力 Q_{max} の80%に低下した時の限界層間変形実験値であり、同図中には、接合部耐力余裕度 Q_{ju}/Q_{cu} で決まる限界層間変形角 R_{80a} を併示した²⁾。

図14によると、高強度鉄筋を用いた本実験の正加力時 R_{80} は、接合部耐力余裕度で決まる限界層間変形角 R_{80a} 以上となり、普通強度鉄筋を用いた柱主筋外定着および柱主筋内定着によるL形接合部試験体と同程度の範囲に入った。負加力時の R_{80} は、SD490以下の普通強度鉄筋の場合²⁾と同様、すべて 60×10^{-3} rad. 以上となった。



(a) 正加力時

(b) 負加力時

図14 R_{80} — Q_{ju}/Q_{cu} 関係

3.2.2 保証限界層間変形角 R_{80min} の評価

図13と同一試験体の正加力時 R_{80} — p_{jwh} , $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$, $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係を図15に示す。 p_{jwh} は接合部横補強筋比、 σ_{wy} は接合部横補強筋の実降伏点、 σ_B はコンクリートの実圧縮強度である。同図中では、普通強度鉄筋を用いた柱主筋内定着試験体の場合、785N/mm²級高強度せん断補強筋を用い、接合部横補強筋量 p_{jwh} のみを変えた試験体同士を実線で結んだ。2.6節で前述したように、最大耐力時には、定着部拘束筋および接合部横補強筋は概ね引張降伏しているの、式(1)の足し合わせが成立すると考えられる。これらより、図15では、 p_{jwh} は式(1)の等価横補強筋比 Σp_{jwh} に、 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$ は等価横補強筋量 $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$ に置き換えた²⁾。

$$\Sigma p_{jwh} = p_{jwh} + (p_{jwh})_H \cdot \sigma_{wyH} / \sigma_{wy} \quad (1)$$

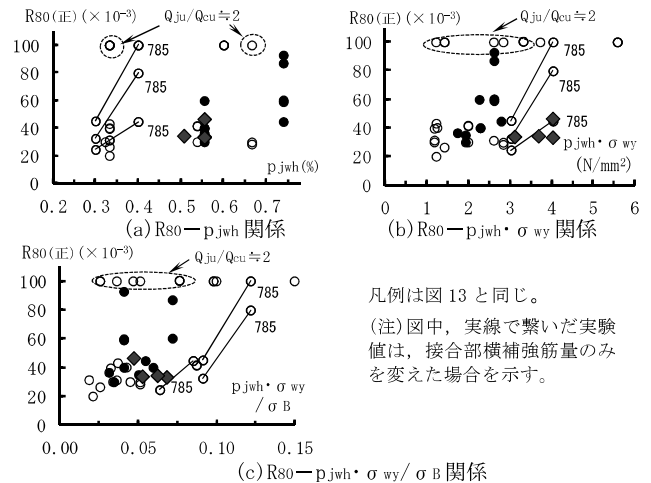
$$(p_{jwh})_H = nH \cdot a_{wH} / (Bc \cdot j_{tgo}) \quad (2)$$

$(p_{jwh})_H$: 定着部拘束筋による横補強筋比

σ_{wyH} : 定着部拘束筋の降伏強度

nH : 定着部拘束筋の組数、 a_{wH} : 1組の定着部拘束筋の断面積

Bc : 柱幅、 j_{tgo} : 梁上下最外縁主筋の中心間距離



(a) R_{80} — p_{jwh} 関係

(b) R_{80} — $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$ 関係

(c) R_{80} — $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B$ 関係

図15 R_{80} に及ぼす接合部横補強筋の影響

凡例は図13と同じ。
(注) 図中、実線で繋いだ実験値は、接合部横補強筋量のみを変えた場合を示す。

次に、図 13 と同一試験体の $R_{80}/R_{80a}-p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}/\sigma_B$ 関係を図 16、正加力時 R_{80} と文献 4) 提案の式 (3) による保証限界層間変形角 R_{80min} の関係を図 17 に示す。柱主筋外定着試験体の場合、図 15 と同様、図 16 の接合部横補強筋量 $p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$ は等価横補強筋量 $\Sigma p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}$ に置き換えた²⁾。

$$R_{80min} = R_{80a} \cdot \alpha_w \quad (3)$$

$$\alpha_w = \alpha_{w0} + \beta_w \cdot (p_{jwh} \cdot \sigma_{wy} / \sigma_B) \quad (4)$$

$\alpha_w, \alpha_{w0}, \beta_w$: 接合部横補強筋量による補正係数 (表 3)

図 16 中には、直交梁なしの柱主筋内定着試験体の実験値に対する回帰式を一点鎖線、 $\alpha_{w0}=0.6, 0.8, 1.2$ とした時の補正係数 α_w を破線で示した。

図 17 に示すように、高強度鉄筋を用いた本実験の限界部材角実験値 R_{80} は、普通強度鉄筋の場合²⁾と同様、保証限界層間変形角 R_{80min} の 0.8 倍程度以上となった。すなわち、高強度鉄筋を用いた柱主筋外定着試験体の保証限界層間変形角 R_{80min} の推定精度は、普通強度鉄筋の場合と同程度であると考えられる。

表 3 接合部横補強筋量の補正係数 α_{w0}, β_w

	α_{w0}			β_w
	直交梁なし	片側直交梁付き	両側直交梁付き	
L形接合部	0.6	0.8	1.2	8.9

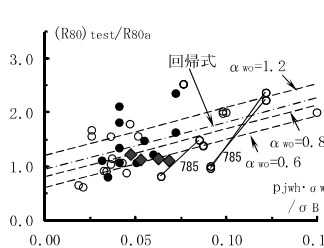


図 16 $R_{80}/R_{80a}-p_{jwh} \cdot \sigma_{wy}/\sigma_B$ 関係

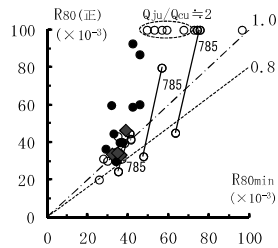


図 17 $R_{80}-R_{80min}$ 関係

4. まとめ

本論文では、590N/mm² 級高強度鉄筋を柱、梁主筋とした機械式柱主筋外定着による L 形接合部の実験を行い、以下の知見を得た。

- 1) 590N/mm² 級高強度鉄筋を用いた場合、最大耐力および梁曲げ降伏後の変形性能は、コンクリートの圧縮強度に依存する。
- 2) SD295, 685N/mm² 級の定着部拘束筋ともに、L 形が閉じる正加力時の場合、梁上端筋が引張力を受けると、定着部拘束筋および接合部横補強筋に引張りずみが発現し、定着部拘束筋による補強効果を期待できる。
- 3) 梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型試験体では、SD490 以下の普通強度鉄筋の場合²⁾と同様、最大耐力時の引張力伝達係数 γ_{Hg} は引張力基準伝達係数 γ_{Hgo} とほぼ一致する。
- 4) 590N/mm² 級高強度鉄筋を用いた柱主筋外定着試験体の計算耐力 Q_{cu} および Q_{ju} は、SD490 以下の普通強度鉄筋の場合²⁾と同様、最大耐力実験値 Q_{max} に対して安全側に評価される。 Q_{cu} は梁曲げ終局耐力時柱せん断力、 Q_{ju} は接合部終局耐力時柱せん断力を示す。
- 5) 590N/mm² 級高強度鉄筋を用いた柱主筋外定着試験体の保証限界層間変形角 R_{80min} の推定精度は、SD490 以下の普通強度鉄筋の場合²⁾と同程度である。

謝辞

本実験は、(株)伊藤製鐵所、共英製鋼(株)、JFE 条鋼(株)の開発実験として行ったものであり、ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 益尾潔、足立将人：機械式定着による RC 造 T 形柱梁接合部の構造性能—高強度材料を用いた場合—、日本建築学会構造系論文集、第 632 号、pp. 1841-1848, 2008. 10
- 2) 益尾潔、足立将人、堂下航：機械式柱主筋外定着方式による最上階 RC 造 L 形柱梁接合部の構造性能、日本建築学会構造系論文集、第 697 号、pp. 411-418, 2014. 3
- 3) 益尾潔：高強度・太径鉄筋を用いた配筋設計施工の品質保証 第 2 回 定着金物の品質保証、建築技術 2012 年 6 月号、pp. 56-59.
- 4) 益尾潔、足立将人：機械式定着による柱主筋定着耐力ならびに RC 造 T 形、L 形部分架構の変形性能、JCI 年次論文報告集、Vol. 31, No. 2, pp. 343-348, 2009. 7

【付録】L 形接合部試験体の終局耐力式

- (1) 梁または柱の曲げ終局耐力時柱せん断力 Q_{cu}

$$Q_{cu} = \min(cQ_{cu}, cQ_{gu}) \quad (A1)$$

$$cQ_{cu} = 2M_{cuo} / (\eta_c \cdot h_o) \quad (A2)$$

：柱曲げ終局耐力時柱せん断力

$$cQ_{gu} = \{2M_{guo} / (\eta_g \cdot \ell_o)\} \cdot (\ell/h) \quad (A3)$$

：梁曲げ終局耐力時柱せん断力

$$\eta_c = 1 + (j_{tco}/h_o) \cdot (h/\ell), \quad \eta_g = 1 + (j_{tg}/\ell_o) \cdot (\ell/h) \quad (A4)$$

M_{cuo}, M_{guo} : 柱および梁の基準曲げ終局耐力

h : 階高, h_o : 柱内法高さ, ℓ : スパン長, ℓ_o : 梁内法スパン長

j_{tg} : 梁上下主筋の重心間距離

j_{tco} : 柱両側最外縁主筋の中心間距離

式 (A4) の η_c と η_g の右辺のそれぞれ第 2 項の前に付した符号は、L 形が閉じる正加力時には－、L 形が開く負加力時には＋とする。

- (2) 接合部せん断終局耐力時柱せん断力 Q_{pu}

$$Q_{pu} = \min(Q_{puh}, Q_{puv}) \quad (A5)$$

$$Q_{puh} = 2V_{puh} / \xi_h, \quad Q_{puv} = 2V_{puv} / \xi_v \quad (A6)$$

：水平方向、鉛直方向の接合部せん断終局耐力時柱せん断力

- (3) 水平方向、鉛直方向の接合部せん断終局耐力 V_{puh}, V_{puv}

$$V_{puh} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jh}, \quad V_{puv} = \kappa_u \cdot \phi \cdot F_j \cdot b_j \cdot D_{jv} \quad (A7)$$

$$\xi_h = (h/\ell) \cdot (\ell_o/j_{tg}) - 1, \quad \xi_v = (h_o/j_{tco}) - (h/\ell) \quad (A8)$$

$$F_j = 0.8 \sigma_B^{0.7} \quad (A9)$$

κ_u : 柱梁接合部の形状係数

(正加力時) $\kappa_u = 0.6$, (負加力時) $\kappa_u = 0.4$

ϕ : 直交梁の有無による補正係数 (直交梁なしの場合) $\phi = 0.85$

b_j : 接合部有効幅, σ_B : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

D_{jh}, D_{jv} : 水平方向、鉛直方向の接合部有効せい

本論文では、柱主筋外定着の場合も、柱主筋内定着と同様、接合部有効せい $D_{jh} = \ell_{ag}$, $D_{jv} = \ell_{ac}$ とした。 ℓ_{ag} は梁主筋定着長さ、 ℓ_{ac} は柱主筋定着長さを示す。

[2014 年 2 月 5 日原稿受理 2014 年 4 月 15 日採用決定]