

論文 機械式定着を用いた RC 造最上階 L 形柱梁接合部の構造方式に関する実験的研究

加藤 史明^{*1}・清原 俊彦^{*2}・田才 晃^{*3}・楠 浩一^{*4}

要旨：筆者らは RC 造最上階 L 形柱梁接合部の補強方法についての実験的研究を行っている。既往の実験 1) では、柱梁曲げ耐力比（梁の曲げ耐力に対する柱曲げ耐力の比）を 3.5 程度とした梁曲げ降伏型の L 形柱梁接合部について、柱を梁の上方に突出させることで安定した復元力特性が得られることを確認した。本報では柱梁曲げ耐力比がより 1 に近い範囲での柱を突出させた L 形柱梁接合部の性状を確認すると共に、柱突出量をできる限り小さくした場合、及び、柱を全く突出させない場合の補強ディテールを検討し、梁主筋定着方法及び柱梁接合部の補強方法の違いによる L 形柱梁接合部の性状の差異を L 形柱梁接合部を含む部分架構の静的加力実験により明らかにした。

キーワード：最上階 L 型柱梁接合部, 鉄筋コンクリート, 機械式定着, 柱突出型, 拘束筋

1. はじめに

近年、柱梁接合部における梁主筋の定着に機械式定着工法が広く用いられているが、最上階 L 形柱梁接合部の梁上端主筋においては、機械式定着による直線定着とした場合に折り曲げ定着と比較して著しく構造性能が劣化することが知られているため、折り曲げ定着が用いられている。しかし施工性の向上を目的に最上階 L 形柱梁接合部における梁上端主筋を機械式定着により直線定着とする工法が求められている。

著者らは既往の研究¹⁾で最上階 L 形柱梁接合部において 12db (db=柱主筋直径) の定着長を確保できるような柱を突出させ、かつその突出部に下階柱と同程度のフープ筋を配することで、梁上端主筋を機械式定着による直線定着としても良好な復元力特性が得られることを示した。しかし意匠面、コスト面、さらなる施工性の向上という面から柱突出長さを短縮させることが求められている。

一方で、既往の研究では試験体の柱主筋定着端では破壊が生じなかったが、既往の研究の試験体は柱梁曲げ耐力比が 3.5 程度であり、柱主筋定着端に発生する応力が小さかったと考えられるため、柱梁曲げ耐力比が 1.0 に近い場合は柱主筋定着端で破壊が生じる可能性がある。そこで本研究では、機械式定着を用いた最上階 L 形柱梁接合部において、梁上端主筋を機械式定着とするためのディテールを提示すること、柱梁曲げ耐力比が 1.0 に近い場合の破壊性状の解明を目的に a) 梁上端主筋の定着方法、b) 柱突出量を含めた接合部補強方法、c) 柱梁曲げ耐

力比（梁の曲げ耐力に対する柱曲げ耐力の比）、を実験パラメータとした最上階 L 形鉄筋コンクリート造柱梁接合部試験体 8 体の静的載荷実験を実施した。

2. 実験計画

2.1 試験体概要

試験体諸元を表-1 に、配筋図を図-1 に示す。

(1) 試験体 No. 1, 2, 3, 4 (柱非突出)

試験体 No.1,2,3,4 は柱非突出とし、試験体 No.1 は梁上端主筋を折り曲げ下げし、定着長となる余長部を十分に取った（以下、在来型）。試験体 No.2,3,4 は梁上端主筋の折り曲げ余長部を機械式定着により短縮させ、余長部を接合部内に収めた（以下、余長部短縮型）。なお試験体 No.1,2,3,4 は柱主筋機械式定着部と梁上端筋との間に無筋区間があることを考慮し、柱と梁の連続性を確保するため柱梁接合部の上部より差し込んで配置する逆 U 字型のかんざし筋 (D10, 3 セット) を配した。

柱梁曲げ耐力比 (表-1 参照) は試験体 No.1, 2 が 1.0, 試験体 No.3,4 が 1.4 である。試験体 No.4 は試験体 No.3 に対して、柱梁接合部に生じたひび割れが柱梁に伸展しないように柱梁のフェース断面位置に高強度補強筋 (2-D13(SD785 相当), 3 セット) を配した。

(2) 試験体 No. 5, 6, 7, 8 (柱突出)

試験体 No. 7, 8 は基準試験体 No1 に対して 12db (db=柱主筋直径) の定着長を確保できるような柱を 320mm 突出させ、梁上端主筋を機械式定着により直線定着とした（以下、12db 柱突出型）。なお梁主筋にかんざし筋は配

*1 横浜国立大学 大学院 工学府 社会空間システム学専攻 (正会員)

*2 (株)堀江建築工学研究所 (正会員)

*3 横浜国立大学 大学院 工学研究院 教授 工博 (正会員)

*4 横浜国立大学 大学院 工学研究院 准教授 工博 (正会員)

表-1 試験体緒元

	a) 梁上端主筋の定着方法	b) 柱突出長さを含む 接合部補強方法	c) 柱/梁曲げ耐力		接合部せん断余裕度*2	主筋	
			正加力	負加力		柱	
No. 1	折曲げ下げ	非突出とし接合部かんざし筋 (No. 4のみ柱・梁フェース位置に補強筋)	1.08	1.05	0.82	8-D22	(SD345)
No. 2	折曲げ下げ		1.08	1.05	0.89		(SD490)
No. 3	余長部短縮 (機械式定着)		1.45	1.41	0.89		(SD345)
No. 4			1.45	1.41	0.92		(SD490)
No. 5(突出)	直線定着 (機械式定着)	微小柱突出とし 突出部拘束筋	1.08	1.05	0.96		(SD345)
No. 6(突出)			1.45	1.41	0.94		(SD490)
No. 7(突出)		12db柱突出	1.08	1.05	0.90		(SD345)
No. 8(突出)			1.45	1.41	0.93		(SD490)

【共通事項】
 梁：b×D=360×400(mm)，主筋4-D19(390)，スターラップ2-D10(SD295A)@100(mm)，反曲点距離1915(mm)
 柱：b×D=480×480(mm)，フープ3-D10(SD295A)@100(mm)，反曲点距離2000(mm)
 接合部：フープ3×2-D10(SD295A， $p_{wj}=0.32\%$)

*1: 柱曲げ降伏モーメントの梁曲げ降伏モーメントに対する比。梁には柱せん断力に等しい大きさの軸力が、柱には梁せん断力に等しい大きさの軸力が作用するとして算定。梁曲げ降伏モーメントは下式による。²⁾ 表の値は材料試験値による。

$$M_u = 0.8a_s \sigma_y D + 0.5ND \left(1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \quad (N \geq 0) , \quad M_u = 0.8a_s \sigma_y D + 0.4ND \quad (N < 0)$$

*2: 柱梁接合部せん断耐力の梁曲げ降伏時接合部せん断力に対する比。接合部せん断耐力は靱性保証型指針³⁾による。形状係数 κ は、全試験体で $\kappa = 0.4$ とした。梁曲げ降伏時接合部せん断力は梁主筋降伏時引張力に等しいとした。表の値は材料試験値による。

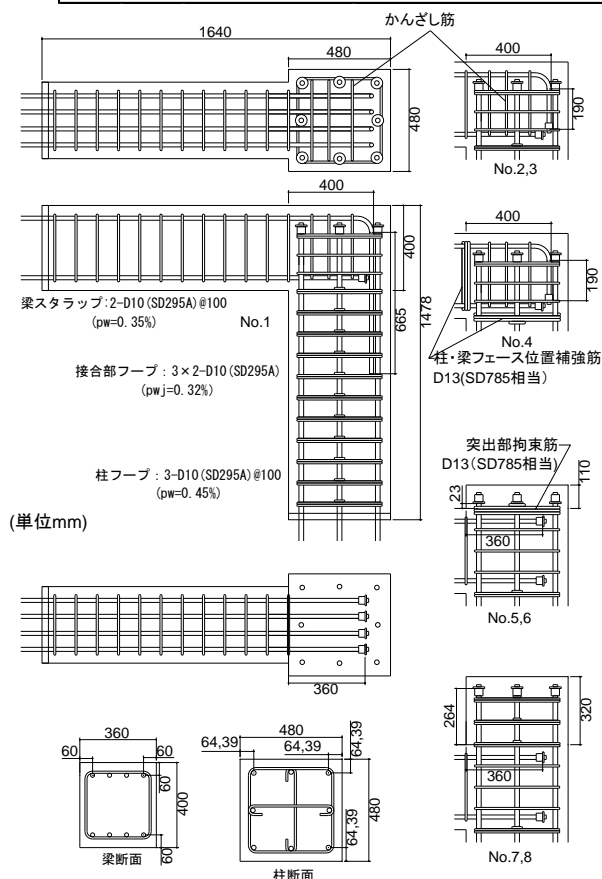


図-1 試験体配筋図

さなかった。

試験体 No.5,6 は柱突出部に梁主筋降伏時の引張力に釣り合う量の高強度拘束筋 (2-D13(SD785A 相当), 3セット) を配し, 定着板, 高強度拘束筋の厚さを考慮して

柱突出部を 110mm に短縮させた (以下, 微小柱突出型)。突出部拘束筋詳細図及び歪ゲージ位置を図-2 に示す。微小柱突出型は正加力時 (L が閉じる方向) に梁上端主筋が負担する引張力を直近に配した突出部拘束筋に伝達させ, 図-3 のような圧縮ストラットを形成させることで接合部対角線に入るせん断ひび割れの伸展によるせん断破壊を抑制する効果を狙った。

柱梁曲げ耐力比は試験体 No.5,7 が 1.0, 試験体 No.6,8 が 1.4 である。

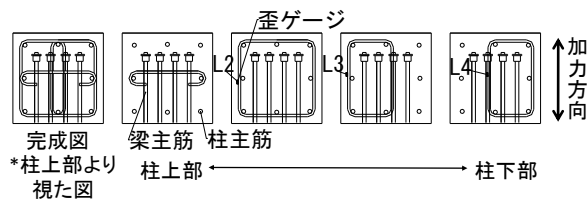


図-2 No. 5, 6 突出部拘束筋詳細図及び歪ゲージ位置

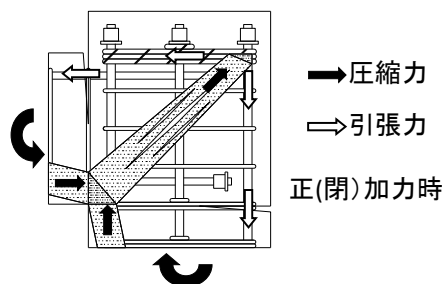


図-3 試験体 No. 5, 6 圧縮ストラット形成機構

2.2 材料特性

表-2 にコンクリート、表-3 に鉄筋の材料試験結果をそれぞれ示す。なお、コンクリートは早強コンクリートを用い、 σ_B は実験時材齢での実験結果である。

表-2 材料試験結果一覧 (コンクリート)

試験体	F_c N/mm ²	σ_B N/mm ²	ヤング係数 $\times 10^4$ N/mm ²	割裂引張応力度 N/mm ²
No. 1	30	27.7	2.32	2.45
No. 2		31.1	2.45	2.43
No. 3		30.8	2.51	2.77
No. 4		32.5	2.53	2.53
No. 5		34.2	2.86	2.59
No. 6		33.5	2.80	2.72
No. 7		31.4	2.85	2.76
No. 8		33.1	2.85	2.97

表-3 材料試験結果 (鉄筋)

鉄筋種	使用部位	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	降伏歪 %	ヤング係数 $\times 10^4$ N/mm ²
D22	柱主筋 (No. 1, 2, 5, 7)	395	567	0.212	19.6
	柱主筋 (No. 3, 4, 6, 8)	531	708	0.309	19.4
D19	梁主筋	445	622	0.237	19.7
D13	端部補強筋 (No. 4) 突出部拘束筋 (No. 5, 6)	854	1031	0.468	20.0
D10	フープ スターラップ	368	526	0.203	18.3

2.3 実験方法

図-4 (加力装置図) で示すようにL形部分架構試験

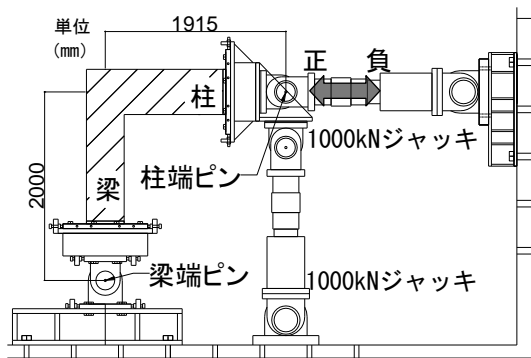


図-4 加力装置図

体を90度回転させ、柱梁反曲点位置をピン支持とした。加力は柱ピン位置に取り付けた水平方向の1000kNジャッキで行った。その際、鉛直方向の1000kNジャッキを用いて柱反曲点位置のピンの鉛直変動がないように制御した。L型が閉じる方向を正加力、開く方向を負加力とした。柱に長期軸力は加えなかったが柱梁共に変動軸力が生じている。加力履歴は層間変形角 $R=\pm 1/800$ rad. を1サイクル、 $R=\pm 1/200$, $1/100$, $1/50$, $1/33$ rad. を各2サイクル、 $R=\pm 1/25$ rad. を1サイクル加力し最後に $R=+1/15$ rad.まで載荷した。測定項目は、柱端にかかる水平荷重と鉛直荷重、全体層間変形角、柱及び梁の部分変形角、接合部のせん断変形角、柱端の鉛直変位、柱及び梁主筋の歪、柱及び梁せん断補強筋の歪、接合部かんざし筋の歪、突出部拘束筋の歪である。

3. 実験結果

3.1 破壊経過

各試験体の $R=\pm 1/25$ rad. ピーク時破壊状況を写真-1, 2に示す。全ての試験体で共通に $R=\pm 1/800$ rad. のサイクルで柱梁のフェース断面位置に曲げひび割れが生じ、 $R=\pm 1/50$ rad. の1サイクル目で接合部にせん断ひび割れが生じ、同サイクルで梁主筋が柱フェース断面で曲げ降伏する梁曲げ降伏先行型となった。

(1) 試験体 No. 1, 2, 3, 4 (柱非突出)

正加力側では在来型の試験体 No.1 に比べ、余長部短縮型の試験体 No.2,3,4 は $R=+1/33$ rad.以降写真-1 (a) で示されるひび割れが大きく開くとともに柱主筋の定着板付近のかぶりコンクリートが剥離し、除荷後もひび割れは大きく開いていた。そのため試験体 No.2,3,4 は梁上端主筋が、曲げ降伏した後定着破壊したと見られる。

負加力側では柱非突出型の試験体 No.1 は $R=-1/50$ rad. 以降、写真-2 (b) で示すひび割れが伸展した。試験体 No.2,3,4 も同様のひび割れが伸展したが試験体 No.1 に比べ、 $R=+1/33$ rad.以降大きく伸展し、除荷後もひび割れは

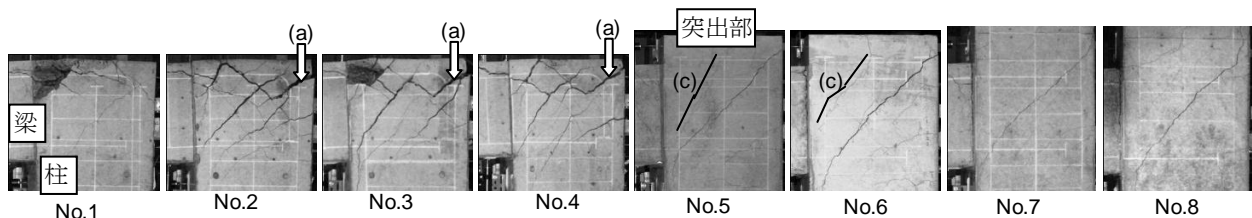


写真-1 $R=+1/25$ rad ピーク時破壊状況

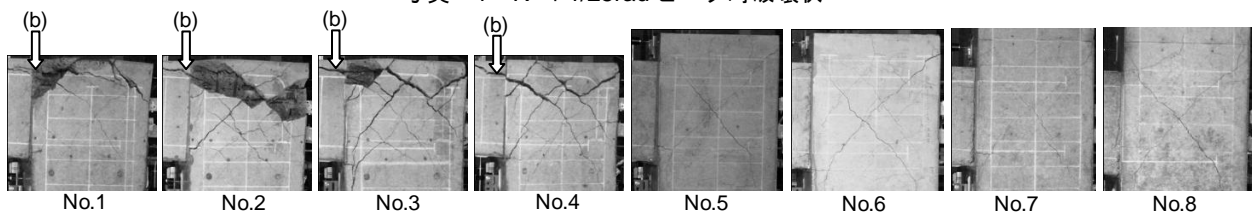


写真-2 $R=-1/25$ rad ピーク時破壊状況

大きく開いていた。

試験体 No.3 と試験体 No.3 に対して柱梁のフェース位置に補強筋を配した試験体 No.4 に差異はなかった。

(2) 試験体 No. 5, 6, 7, 8 (柱突出)

柱突出型の試験体 No.5,6,7,8 は正・負加力側共に変形が進むに従って柱梁のフェース断面位置の曲げひび割れ及び接合部せん断ひび割れが伸展したが、柱非突出型の試験体 No.1,2,3,4 に比べ損傷は軽微であった。

3.2 復元力特性

層せん断力 Q-層間変形角 R 関係を図-5 に、最大耐力及び最大耐力時変形の一覧を表-4 に示す。

(1) 試験体 No. 1, 2, 3, 4 (柱非突出)

在来型の試験体 No.1 は $R=\pm 1/50\text{rad}$ の 2 サイクル目

$\pm Q_{\text{max}}$ (最大耐力), --- : $\pm 0.8Q_{\text{max}}$, - - - - : Q_u (梁曲げ終局時層せん断力計算値)

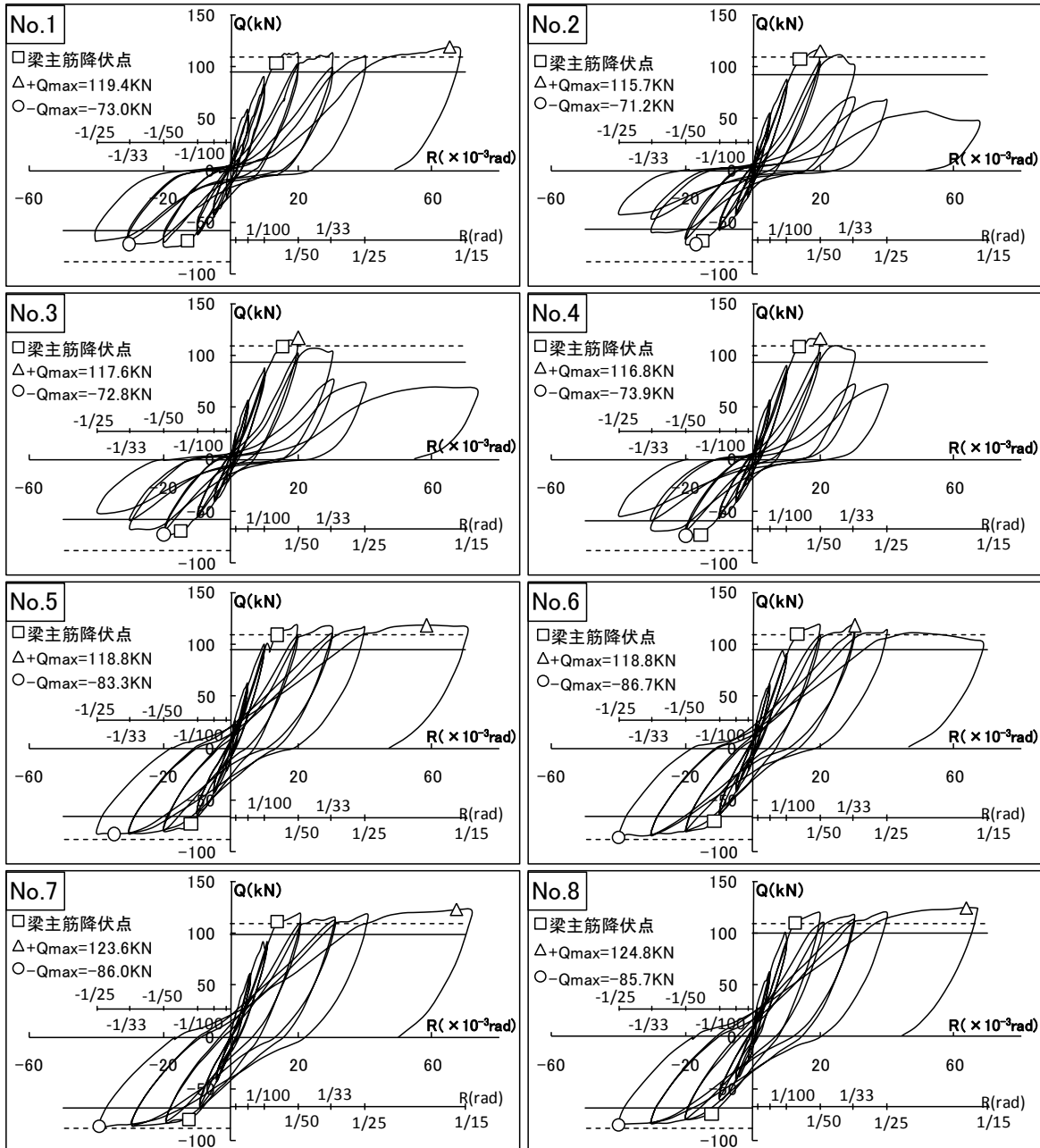


図-5 層せん断力 Q-層間変形角 R 関係

以降ややスリップ型の復元力特性を示したが載荷終了まで、正加力側では耐力は低下せず、負加力側では最大耐力の 80%以上を維持した。余長部短縮型の試験体 No.2,3,4 は $R=\pm 1/50\text{rad}$ の 2 サイクル目以降スリップ型の復元力特性を示したが $R=\pm 1/33\text{rad}$ の 1 サイクル目まで最大耐力の 80%を下回らなかった。しかし $R=\pm 1/33\text{rad}$ の 2 サイクル目以降、耐力劣化が顕著であった。

試験体 No.1,2,3,4 は負加力側の最大耐力が軸力を考慮して算定した計算値 (梁曲げ終局時層せん断力) に対して約 80%程度であった。

試験体 No.3 と試験体 No.3 に対して柱梁のフェース位置に補強筋を配した試験体 No.4 に差異はなかった。

表-4 最大耐力及び最大耐力時変形一覧

試験体名	破壊形式*1	正加力				負加力			
		最大耐力*2 Qmax (kN)	計算値*3 Qu (kN)	最大耐力時変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)	R80*4 ($\times 10^{-3}$ rad)	最大耐力*2 Qmax (kN)	計算値*3 Qu (kN)	最大耐力時変形角 ($\times 10^{-3}$ rad)	R80*4 ($\times 10^{-3}$ rad)
No. 1	(A)	119.4	109.6	65.4	≥ 70	73.0	88.5	20.0	≥ 40
No. 2	(B)	115.7	109.6	20.0	30.4	71.2	88.5	16.9	30.4
No. 3		117.6	109.6	20.0	30.4	72.8	88.5	20.1	30.4
No. 4		116.8	109.6	20.1	30.4	73.9	88.5	20.0	30.4
No. 5 (突出)	(A)	118.8	109.6	58.3	≥ 70	83.3	88.5	34.8	≥ 40
No. 6 (突出)		118.8	109.6	30.4	≥ 70	86.7	88.5	40.1	≥ 40
No. 7 (突出)		123.6	109.6	67.4	≥ 70	86.0	88.5	39.4	≥ 40
No. 8 (突出)		124.8	109.6	67.1	≥ 70	85.7	88.5	40.2	≥ 40

*1: (A) 梁曲げ降伏破壊, (B) 梁曲げ降伏後, 梁上端主筋の定着破壊

*2: 層せん断力で表示, *3: 梁曲げ降伏時層せん断力計算値, *4: 最大耐力80%低下時変形角

(2) 試験体 No. 5, 6, 7, 8 (柱突出)

12db 柱突出型の試験体 No.7,8 は正・負加力側共に載荷終了まで耐力は低下しなかった。微小柱突出型の試験体 No.5,6 は $R=\pm 1/15$ rad.のサイクルでやや耐力低下したが、試験体 No.7,8 と同様の良好な復元力特性を示した。

柱突出型の試験体 No.5,6,7,8 は柱非突出型の試験体 No.1,2,3,4 と比べ、履歴ループの面積が大きく、負加力側の最大耐力も計算値に近い値を示した。

3.3 試験体 No. 5, 6 (微小柱突出型) の突出部拘束筋の歪

微小柱突出型の試験体 No.5,6 の突出部拘束筋に張り付けた図-2 に示す歪ゲージ(L2,L3,L4)の歪を図-6 に示す。測定グラフに点がプロットされていない部分は歪ゲージが計測不能となったものである。

試験体 No.5,6 共に突出部拘束筋に歪が生じており、狙

い通り引張力が梁上端主筋から伝達されたと考えられる。なお写真-1 (c)で示す突出部拘束筋を横切るひび割れ(わかりやすいように写真上をなぞっている)が試験体 No.5 では $R=+1/50$ rad.のサイクルで、試験体 No.6 では $R=+1/100$ rad.のサイクルで発生したため図-6 に示すように突出部拘束筋の歪も同サイクルで生じ始めたと考えられる。

3.4 柱/曲げ耐力比 1.0 と 1.4 の比較

柱梁曲げ耐力比 1.0 と 1.4 の層せん断力-層間変形角関係スケルトンカーブの比較を図-7 に示す。

余長部短縮型で柱梁曲げ耐力比が 1.0 の試験体 No.2 は 1.4 の試験体 No.3 に比べ $R=+1/33$ rad.の 1 サイクル目以降、耐力劣化が顕著であり、 $R=-1/25$ rad.ピーク時では試験体 No.3 に比べ約 80%の値を示した。

柱突出型で柱梁曲げ耐力比が 1.0 の試験体 No.5,6 と 1.4 の試験体 No.7,8 は同様の復元力特性を示した。

3.5 梁上端主筋の接合部内支圧力・付着力

柱梁曲げ耐力比が 1.0 の試験体 No.1,5,7 において、梁上端主筋の定着板支圧力 T1 (No.1 は折り曲げ余長部の支圧力)、梁上端主筋の柱フェース断面引張力 T2 の測定位置及び正加力時の推移のグラフを図-8 に示す。引張応力度 σ は図-8 に示す位置に貼付した歪ゲージの値に材料試験により求めたヤング係数を乗じて算出した。なお、歪ゲージの値が材料試験で得られた降伏歪の値を

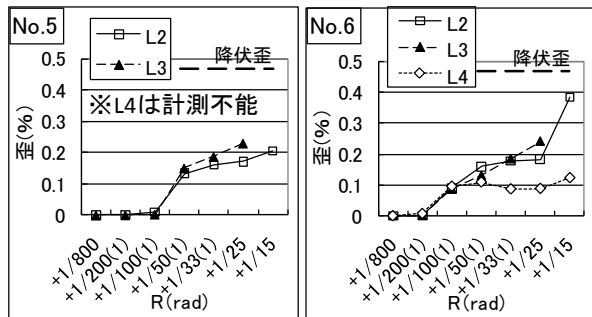


図-6 No.5, 6 突出部拘束筋歪

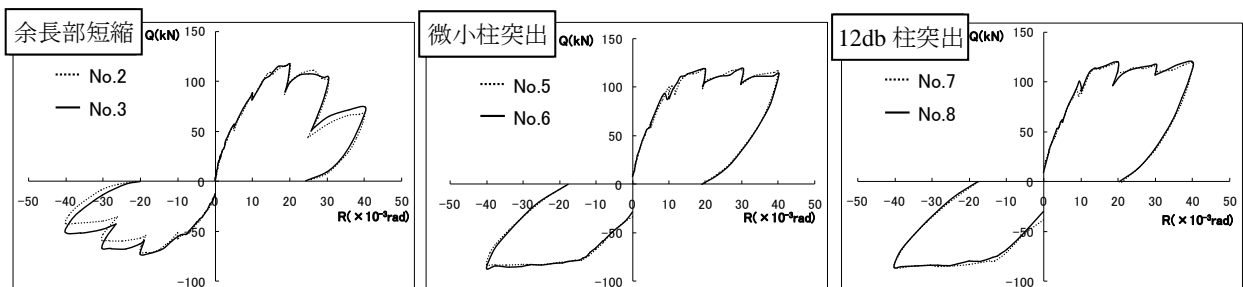


図-7 柱梁曲げ耐力比 1.0 と 1.4 の Q-R 関係スケルトンカーブの比較

..... 柱梁曲げ耐力比=1.0
 ——— 柱梁曲げ耐力比=1.4

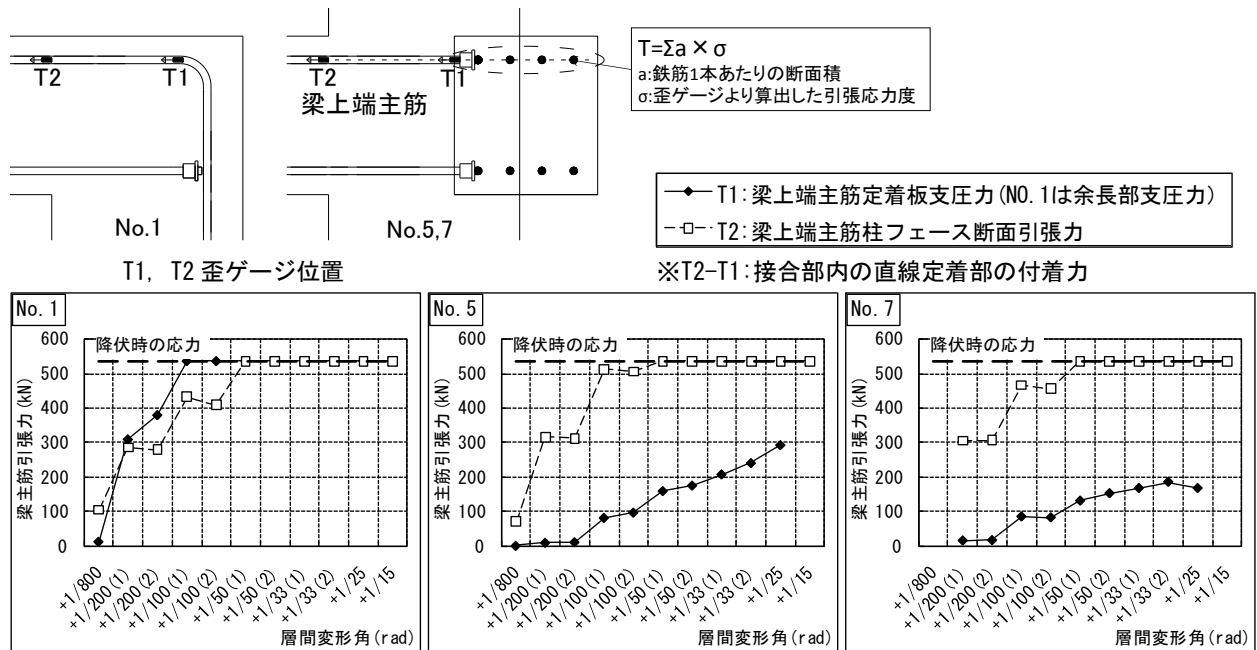


図-8 梁主筋引張力-層間変形角 R 関係

超えた場合は、その降伏歪の値を用いた。

在来型の試験体 No.1 は折り曲げ余長部の支圧力 T1 と柱フェース断面引張力 T2 が変形が進む過程でほぼ同じ値を示した。

微小柱突出型の試験体 No.5 と 12db 柱突出型の試験体 No.7 は変形が進む過程で柱フェース断面引張力 T2 が定着板支圧力 T1 を常に上回り、柱フェース断面の鉄筋が降伏した後も定着板支圧力 T1 は緩やかに上昇した。

ここで、柱フェース断面引張力 T2 から定着板支圧力 T1 を減じたものが、接合部内の直線定着部の付着力となることから、在来型の試験体 No.1 は変形が進む過程で接合部内の直線定着部では、全く付着力が発揮されていない、と言える。その他の非柱突出型の試験体 No.2,3,4 でも同様の結果が得られた。これに対して微小柱突出型の試験体 No.5 は $R=+1/25\text{rad}$ で柱フェース断面引張力 T2 に対して接合部内直線定着部は約 45% 程度の付着力を発揮し、12db 柱突出型の試験体 No.7 は同サイクルで約 65% 程度の付着力を発揮した。その他の柱突出型の試験体 No.6,8 でも同様の結果が得られた。

柱非突出型は接合部内で梁上端主筋の直線定着部で付着が期待できないが、柱突出型は付着が期待できる。

4. まとめ

最上階 L 形柱梁接合部における a) 梁上端筋の定着方法、b) 柱突出長さ及接合部補強方法、c) 柱梁曲げ耐力比をパラメータとした試験体 8 体の静的載荷実験及び検討の結果、以下の知見を得た。

- (1) 梁上端主筋折り曲げ余長部短縮型はスリップ型の復元力特性を示し、 $R=\pm 1/33\text{rad}$ の 2 サイクル目以

降、耐力劣化が顕著であったが、 $R=\pm 1/33\text{rad}$ の 1 サイクル目まで最大耐力の 80% を下回らなかった。

- (2) 柱突出型は柱非突出型に比べ接合部の損傷を抑えることができ、負加力側の最大耐力も計算値に近づいた。
- (3) 微小柱突出型は 12db 柱突出型と同程度の良好な復元力特性を示した。
- (4) 余長部短縮型で柱梁曲げ耐力比が 1.0 の試験体は 1.4 の試験体に比べ $R\geq\pm 1/33\text{rad}$ の大きな変形時に耐力劣化が顕著であった。柱突出型は柱梁曲げ耐力比 1.0 と 1.4 の復元力特性に差異はなかった。
- (5) 柱突出型は梁上端主筋を機械式定着によって直線定着としても直線定着部で付着を期待できる。

謝辞

本研究は(財)日本建築防災協会に設置された機械式定着工法研究委員会の研究プロジェクトの一環として行われたものである。また、鉄筋などの材料を東京鉄鋼(株)より提供いただき、(株)大林組の川添由喜子女史からは多くの助言をいただいた。ここに記して関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 清原俊彦・高橋文美・楠浩一・田才晃：最上階 L 形柱梁接合部に機械式定着を用いる場合の構造方式に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.31, No.2, pp31-36, 2009
- 2) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版建築物の構造関係技術基準解説書, pp.626, 2007.8
- 3) 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, pp243-255, 1999