

論文 機械式定着工法による RC 外柱梁部分架構の終局耐力と変形性能に関する実験

井上 寿也^{*1}・益尾 潔^{*2}・岡村 信也^{*1}・三谷 芳弘^{*3}

要旨：本論文では，終局時の接合部入力せん断力と接合部せん断終局耐力をほぼ等しくし，コンクリート強度・接合部横補強筋と梁主筋定着長さを变化させた機械式定着工法による梁曲げ降伏先行型・外柱梁部分架構試験体について実験を行い，接合部横補強筋と梁主筋定着長さが梁曲げ降伏後の変形性能に及ぼす影響を明らかにした。また，側面剥離破壊時定着耐力および接合部せん断耐力に関する確認実験の結果を併せて報告する。

キーワード：機械式定着工法，外柱梁部分架構，接合部横補強筋，終局耐力，変形性能

1. はじめに

機械式定着工法については，近年，実験的研究が精力的に行われ，梁主筋を定着したト形接合部に関する終局耐力¹⁾は解明しつつある。また，これらの成果を基に，実建物の設計に適用されている。しかしながら，梁曲げ降伏型のト形部分架構が梁曲げ降伏後の十分な変形性能を発揮するために必要な柱梁接合部の終局耐力は必ずしも明確でない。

本研究の目的は上記の点を明らかにすることであり，この観点から，既往評価式^{1),2)}を用いて算定した終局時の接合部入力せん断力と接合部終局耐力をほぼ等しくしたト形部分架構につい

て実験を行った。一方で，両者の比で定義される接合部せん断余裕度が1に近い場合，接合部横補強筋量が少ないと，梁曲げ降伏後早期に柱梁接合部がせん断破壊を起こすか，または梁主筋定着部が破壊すると予測されるので，この条件下での接合部横補強筋および梁主筋定着長さの効果を調べることにした。このほかの実験因子としてコンクリートの圧縮強度を選定した。

また，本実験に供した既製定着金物を用いた場合の梁主筋定着部の側面剥離破壊時定着耐力ならびに梁主筋を2段筋とした時の柱梁接合部のせん断終局耐力を確認することとした。

表 - 1 実験計画

試験体	Fc N/mm ²	柱軸力 No (kN)	柱幅 bc (mm)	梁配筋 (定着詳細)										柱梁接合部 横補強筋		
				主筋			横補強筋		定着長さ			側面 かぶり (mm) ²	背面 かぶり (mm) ²	配筋	p jw ⁴	種別
				配筋	pt	種別	配筋 pw	種別	mm	/Dc	/db					
K2A-40-3	40	320	355	2-D25	0.72%	SD800 ¹	2-S8@60	KSS 785	300	0.67	12.0	75(3.0)	150(6.0)	2-D10(3組)	0.34%	SD 295A
K3-40-3		340	375	3-D25	1.09%	SD490	0.55%					85(3.4)		4-D10(3組) ³	0.32%	
K3-40-6				60	510		4-D25							1.45%	4-S8@80 0.82%	
K4-60-3	375	0.83						15.0	75(3.0)	4-S8(4組) ³	0.30%					
K4-60-6										300	0.67	12.0	150(6.0)			2-S8(4組)
K4L-60-3	300	0.67						12.0	150(6.0)							2-S8(4組)
K4+2-60-3				6-D25	2.30%		2-S8(4組)			0.35%						

「共通」梁の幅×せい：305mm×450mm，スパン長：3000/2mm，階高：1500mm，柱せいDc：450mm

柱主筋：10-D22(SD490) pg=2.29%，柱横補強筋：2-S8@60(KSS785) pw=0.47%(K2A-40-3)，0.44%(前記以外)

(注) 1) Fc：コンクリートの目標圧縮強度， 2) 柱軸力：No=0.05Fc・bc・Dc， 3) 1：SD490の鉄筋を熱処理したSD800相当品である。

4) 2：側面かぶりは鉄筋中心までの寸法を示し，側面かぶりと背面かぶりの下段()内はdbに対する比を示す。db：鉄筋直径

5) 3：接合部横補強筋の直交方向は，3本掛けの中子形式で，中子筋は135°フック形式とする。

6) 4：pjw=nw・aw/(bc・jtg)， nw，aw：接合部横補強筋の組数と1組の断面積，jtg：梁の上下主筋の重心間距離

*1 (財)日本建築総合試験所 構造部構造物試験室 工修 (正会員)

*2 (財)日本建築総合試験所 構造部長 工博 (正会員)

*3 (株)神戸製鋼所 鉄鋼部門 線材条鋼商品技術部 課長 工修

2. 実験計画

試験体は、表-1および図-1に示すト形部分架構(図-2参照)計7体である。縮小率は、高層建物を想定した場合の1/2程度であり、実建物の施工と同様、いずれもコンクリートの打設方向を縦向きとした。

実験計画の留意事項を以下に示す。

- (a) 各試験体ともに、柱梁接合部内での定着応力の条件が厳しくなるように梁主筋をD25とし、試験体K4L-60-3を除く試験体では、梁主筋の定着長さ l_a を $(2/3) \cdot D_c$ かつ $12d_b$ とした。ここに、 D_c は柱せい、 d_b は鉄筋の直径である。
- (b) 梁幅は、各試験体ともに、JASS5による梁主筋の間隔の規定($1.5d_b$ +最外径)ならびに接合部せん断余裕度 gQ_{ju}/gQ_{mu} を考慮して305mmとした。ここに、 gQ_{ju} は接合部終局耐力時の梁せん断力、 gQ_{mu} は梁曲げ終局耐力時せん断力であり、計算方法は5章に示す通りである。
- (c) 試験体K2A-40-3では、柱幅を355mmとして柱主筋定着部の側面剥離定着耐力を確認し、K2A-40-3、K4+2-60-3を除く試験体では、柱幅を375mmとすることで gQ_{ju}/gQ_{mu} をほぼ1またはそれ以上とし、梁曲げ降伏後の変形性能を確認する。
- (d) 接合部横補強筋比 p_{jw} を0.3%とし、かつ gQ_{ju}/gQ_{mu} をほぼ1とした試験体K3-40-3およびK4-60-3では、掻き出し破壊時定着耐力に対する余裕度が小さく、十分な変形性能が得られない恐れがあるため、 p_{jw} を0.6%とし、接合部横補強筋を中子形式とした試験体K3-40-6、K4-60-6および梁主筋の背面かぶり厚さを小さくし、定着長さ l_a を $15d_b$ として gQ_{ju}/gQ_{mu} を高めた試験体K4L-60-3を計画した。
- (e) 試験体K2A-40-3では、梁主筋中心から柱面までの側面かぶり厚さ C_o を $3d_b$ とし、梁主筋定着部の側面剥離定着耐力を確認する。試験体K4+2-60-3では、梁主筋を2段筋として接合部せん断破壊型となるように計画した。

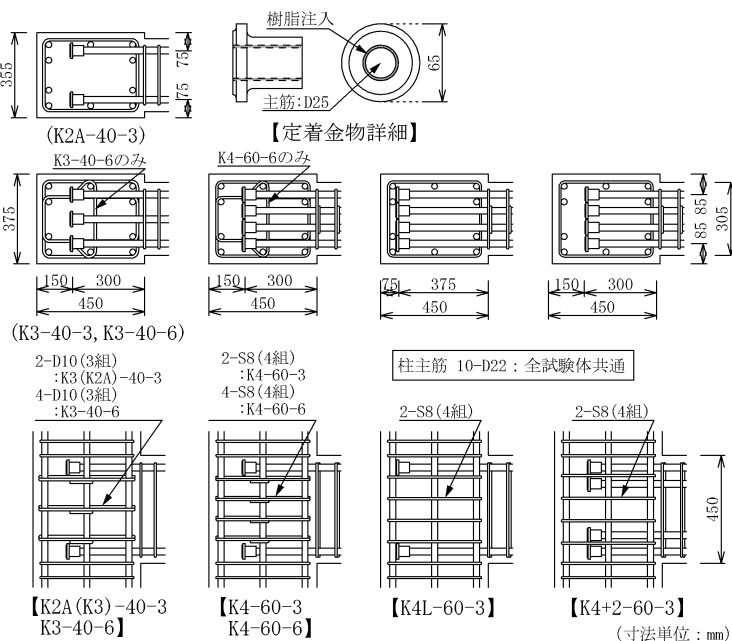


図-1 柱梁接合部の配筋詳細

表-2 使用材料の強度試験結果
(a) コンクリート

強度 種別	σ_B (N/mm^2)	ϵ_{co} ($\times 10^{-3}$)	E_c (kN/mm^2)	σ_t (N/mm^2)
Fc40	38.5	2.14	29.0	2.87
Fc60	58.6	2.45	33.4	3.32

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

(b) 鉄筋

使用 部位	呼び名 (種別)	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	伸び (%)
主筋	D22 SD490	540	725	18
	D25 SD490	526	697	22
	SD800相当	803	1046	11
横補 強筋	S8 KSS785	1073	1238	9
	D10 SD295A	338	475	28

- 1) σ_y : 降伏点, σ_u : 引張強度
- 2) を付した鉄筋は、ねじ節鉄筋を示す。

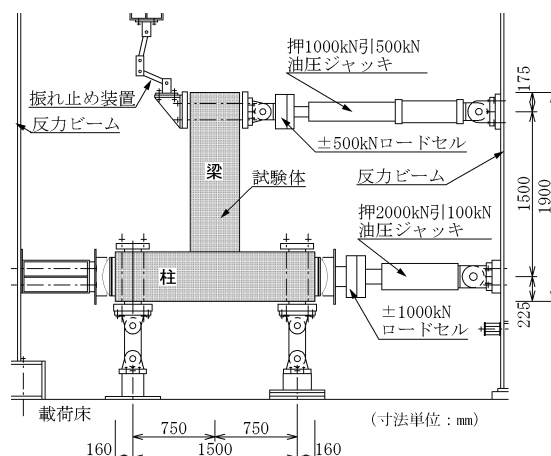


図-2 実験装置

試験体名称の定義を図-3中に、使用材料の強度試験結果を表-2にそれぞれ示す。

3. 実験方法

本実験では、図 - 2 に示すように、油圧ジャッキを用いて軸力載荷側に柱軸力 N_0 を加えた状態で、柱の反曲点位置をピン・ローラー支持し、押し引き型油圧ジャッキを用いて梁の反曲点位置に正負交番繰返しせん断力を加力する。ここで、柱の載荷軸力 N_0 は、柱梁接合部内での定着部の応力条件が厳しくなるように、 $0.05F_c \cdot b_c \cdot D_c$ と小さく設定した。この場合、各試験体ともに、柱軸力は梁の最大せん断力予測値を上回るので、実験中、いずれの段階にも、柱梁接合部には圧縮応力が作用する。

4. 荷重 - 変形性状および破壊性状

各試験体の $Q_b - R$ 関係と破壊状況を図 - 3 および写真 - 1 に示す。ここに、 Q_b は梁のせん断力、 R は層間変形角である。同図中には、最大耐力 Q_{bmax} 、最大耐力時の層間変形角 R_{max} 、耐力が最大耐力の95%および80%にそれぞれ低下した時の層間変形角 R_{95} および R_{80} を併記した。

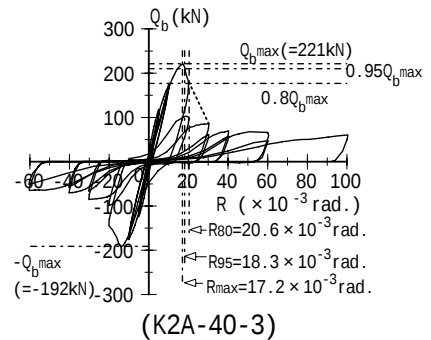
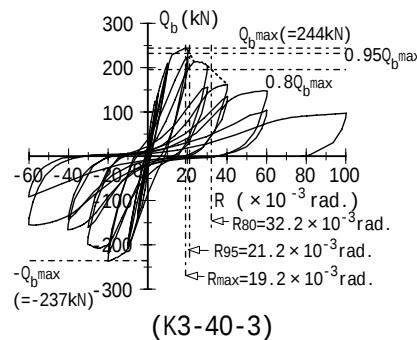
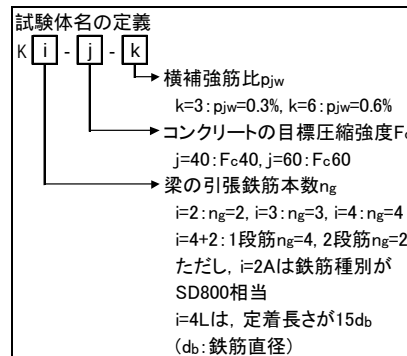
4.1 実験結果

(1) 試験体 K2A-40-3

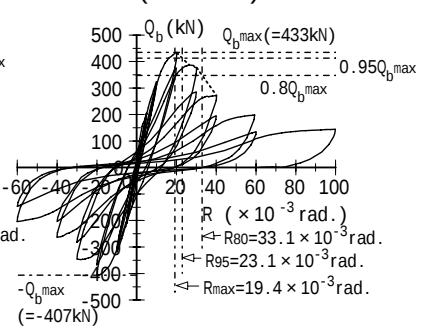
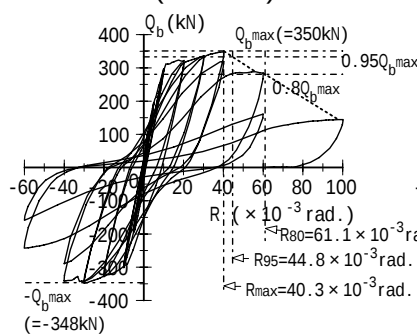
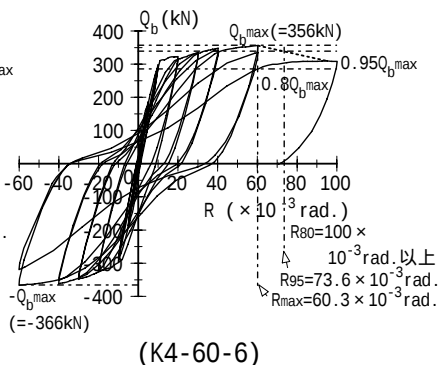
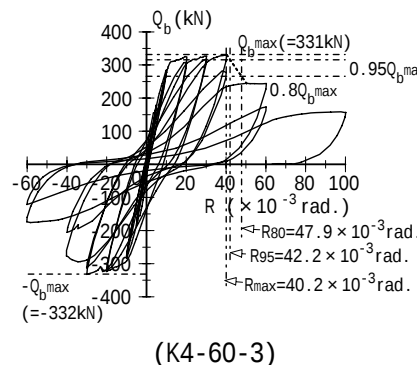
試験体 K2A-40-3 は、引張側梁主筋定着部の側面剥離破壊によって、 $R=1.72/100\text{rad.}$ 時に最大耐力に達し、その後の繰返し載荷によって耐力が著しく低下した。本試験体については、写真 - 1 に示すように、実験後にコンクリートをはつり取ったところ、定着金物位置で特に著しい抜け出しが観察された。

(2) 試験体 K3-40-3, K3-40-6

両試験体ともに、 $R=1/100\text{rad.}$ で仕口面での



(a) Fc40 シリーズ



(b) Fc60 シリーズ

図 - 3 各試験体の $Q_b - R$ 関係

引張側梁主筋が降伏した。接合部横補強筋比 $p_{jw}=0.32\%$ の試験体 K3-40-3 は、その後、柱梁接合部のせん断ひび割れの進展が著しくなり、 $R=1.92/100\text{rad.}$ 時に最大耐力に達し、柱梁接合部がせん断破壊を起こした。

中子形式で $p_{jw}=0.65\%$ の試験体 K3-40-6 は、引

張側梁主筋の降伏後も接合部せん断ひび割れの進展は著しくなく $R=3.95/100\text{rad.}$ 時に最大耐力に達し、柱梁接合部がせん断破壊を起こした。

(3) 試験体 K4-60-3, K4-60-6

両試験体ともに、 $R=1/100\text{rad.}$ で仕口面での引張側梁主筋が降伏した。 $p_{jw}=0.30\%$ の試験体 K4-60-3 は $R=4.02/100\text{rad.}$ 時、 $p_{jw}=0.61\%$ の試験体 K4-60-6 は $R=6.03/100\text{rad.}$ 時にそれぞれ最大耐力に達した。破壊形式は、K4-60-3 が梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型、K4-60-6 が梁曲げ破壊型である。

(4) 試験体 K4L-60-3

試験体 K4L-60-3 は、K4-60-3 とほぼ同様 $R=4.03/100\text{rad.}$ 時に最大耐力に達したが、その後の耐力低下の度合いが K4-60-3 の場合より小さく、 R_{95} および R_{80} が K4-60-3 の場合より大きい。最大耐力 ($R=4/100\text{rad.}$) の段階では、定着金物の背面かぶり部分での著しい損傷は認められず、その後、耐力劣化域において、柱梁接合部全面のかぶりコンクリートが剥落する著しい損傷が生じた。

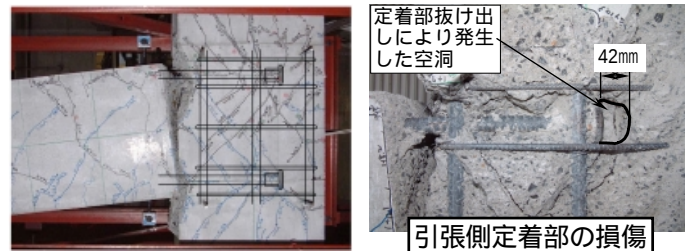
(5) 試験体 K4+2-60-3

試験体 K4+2-60-3 は、仕口面での引張側の1段目梁主筋が $R=1/100\text{rad.}$ で降伏した後、2段目梁主筋が降伏し、 $R=1.94/100\text{rad.}$ 時に最大耐力に達した。この試験体については、柱梁接合部のせん断破壊が卓越したので、破壊形式を接合部せん断破壊型と判別した。

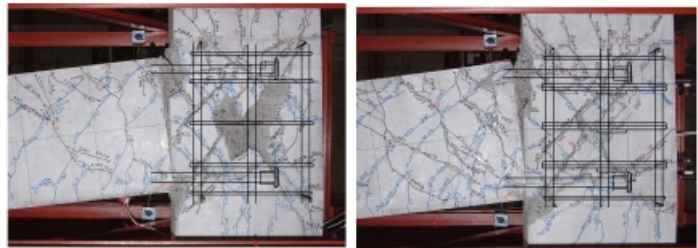
4.2 実験結果の考察

4.2.1 接合部横補強筋が梁曲げ降伏後の変形性能に及ぼす影響

4.1 節(2) (3) で示した実験結果によると、接合部横補強筋については、中子形式で p_{jw} が大きい時には、梁曲げ降伏後の接合部せん断ひび割れの進展を抑制し、梁曲げ降伏後の変形性能を改善する効果を有すると考えられる。



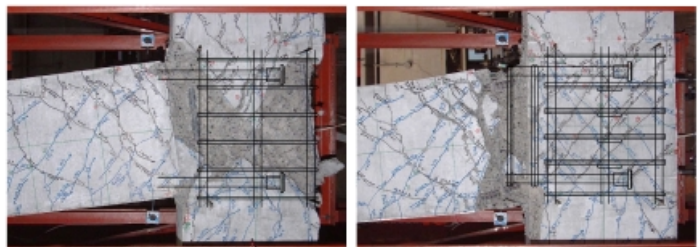
(K2A-40-3)



(K3-40-3)

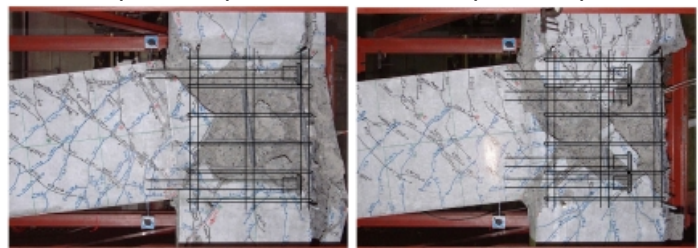
(K3-40-6)

(a) Fc40 シリーズ



(K4-60-3)

(K4-60-6)



(K4L-60-3)

(K4+2-60-3)

(b) Fc60 シリーズ

写真 -1 各試験体の $R=1/10\text{rad.}$ 時の破壊状況

K3-40-6 には普通強度鉄筋 (SD295A)、K4-60-6 には高強度鉄筋 (KSS785) の接合部横補強筋が用いられ、両試験体でのコンクリートの圧縮強度が異なる。これらの事項が梁曲げ降伏後の変形性能の改善効果に及ぼす影響についての解明は、今後の研究課題である。

4.2.2 定着長さが梁曲げ降伏後の変形性能に及ぼす影響

K4L-60-3 の定着長さ比 $\ell_a/d_b (=15, d_b: \text{梁主筋直径})$ は、K4-60-3 の場合 ($\ell_a/d_b=12$) よりも大きい。その結果、K4L-60-3 については、K4-60-3 よりも、引張側梁主筋の定着金物位置から圧縮側

の梁端部および柱端部にかけて形成される圧縮ストラットの有効範囲が拡大し、限界層間変形角 R_{95} および R_{80} が大きくなったと考えられる。写真 - 2 に示すように、K4L-60-3 の R_{80} にほぼ相当する $R=6/100$ rad. 時においては、K4-60-3 では柱梁接合部に圧壊が発生していたのに対して、K4L-60-3 ではそれが発生していない。これらのことから、背面かぶり δ_{S2} が3dbでも、定着長さを長くした方が、柱梁接合部のせん断終局耐力確保のみならず、梁曲げ降伏後の変形性能向上の点で有利であると言える。

一方、K4L-60-3 の R_{95} および R_{80} は、K4-60-6 の場合よりも小さい。すなわち、梁曲げ降伏後の柱梁接合部のせん断破壊防止の観点からは、梁主筋の定着長さの確保のみならず、接合部横補強筋による横拘束が重要になると考えられる。

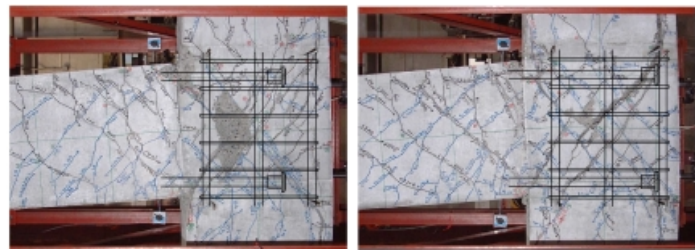
4.2.3 梁主筋定着部の抜け出し量

試験体 K4-60-3, K4-60-6, K4L-60-3 の梁主筋定着部の抜け出し量 δ_{S1} と R との関係を図 - 4 に示す。同図によると、梁曲げ降伏後に接合部せん断破壊を起こした試験体 K4-60-3, K4L-60-3 では、最大耐力後、引張側梁主筋定着部の抜け出し量 δ_{S2} が急増し、梁曲げ降伏後、接合部せん断破壊とともに、定着部破壊が進行したと考えられる。これに対して、梁曲げ破壊型試験体 K4-60-6 では、 $R=6/100$ rad. 時においても、 δ_{S2} は著しく増大しなかった。一方、定着長さを長くする代わりに、背面かぶりが小さい試験体 K4L-60-3 では、圧縮側の定着金物位置での押し出し変形量 δ_{S1} が急増した。

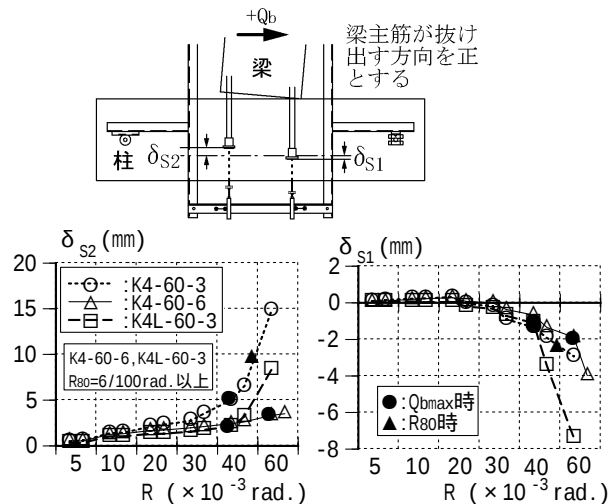
5. 最大耐力および限界層間変形角

各試験体の計算耐力と最大耐力および限界層間変形角の実験値の比較を表 - 3 に示す。ここで、接合部せん断終局耐力時梁せん断力 gQ_{pu} 、側面剥離破壊定着耐力時梁せん断力 gQ_{au} および掻き出し破壊定着耐力時梁せん断力 gQ_{cu} は、式(1)～式(3)で求められる。

$$gQ_{au} = 2(0.9\tau_{au} \cdot d) / \ell_o \quad (1)$$



(a) K4-60-3 (b) K4L-60-3
写真 - 2 K4-60-3 と K4L-60-3 の $R=6/100$ rad. 時の柱梁接合部の損傷状況



(a) 曲げ引張側 (b) 曲げ圧縮側

図 - 4 Fc60 シリーズの梁主筋の δ_{S1} - R 関係

$$gQ_{cu} = 2(0.9T_{cu} \cdot d) / \ell_o \quad (2)$$

$$gQ_{pu} = 2V_{pu} / (\ell_o / jtg - \ell/h) \quad (3)$$

ℓ : スパン長 (柱心間距離), $\ell_o = \ell - D_c$

h : 階高, D_c : 柱せい, d : 梁の有効せい

jtg : 梁上下主筋の重心間距離

τ_{au} は村上・窪田式¹⁾による側面剥離破壊時定着耐力, T_{cu} および V_{pu} は靱性保証型指針式²⁾による掻き出し破壊時定着耐力および接合部せん断終局耐力である。ただし, τ_{au} および T_{cu} は、低減係数を乗じずに求めた。これらの比較結果より、以下の知見を得た。

(a) 試験体 K2A-40-3 の最大耐力実験値は、側面剥離破壊定着耐力時梁せん断力 gQ_{au} の1.05倍であり、安全側に評価された。また、計算耐力に基づく破壊形式は実験結果の破壊形式と一致した。

(b) K2A-40-3, K4+2-60-3 を除く梁曲げ降伏先行型試験体については、最大耐力実験値は梁曲げ終局耐力時せん断力 gQ_{mu} の1.08 ~ 1.18 倍

表 - 3 各試験体の計算耐力と最大耐力および限界層間変形角の実験値の比較

試験体	計算耐力 (kN)				接合部余裕度				実験結果					
	gQ _{mu}	gQ _{pu}	gQ _{au}	gQ _{cu}	gQ _{ju} / gQ _{mu}	gQ _{pu} / gQ _{mu}	gQ _{au} / gQ _{mu}	gQ _{cu} / gQ _{mu}	gQ _{max} (kN)	gQ _{max} / gQ _u	R _{max} (%)	R ₉₅ (%)	R ₈₀ (%)	破壊形式
K2A-40-3	230	227	211	268	0.92	0.99	0.92	1.16	221	1.05	1.72	1.83	2.06	A
K3-40-3	226	234	315	278	1.03	1.03	1.39	1.23	244	1.08	1.92	2.12	3.22	BP
K3-40-6	226	234	315	313	1.03	1.03	1.39	1.39	250	1.11	3.95	4.22	6.82	BP
K4-60-3	301	317	476	343	1.05	1.05	1.58	1.14	331	1.10	4.02	4.22	4.79	BP
K4-60-6	301	317	476	384	1.05	1.05	1.58	1.27	356	1.18	6.03	7.36	↑10.0	B
K4L-60-3	301	397	476	452	1.32	1.32	1.58	1.50	350	1.16	4.03	4.48	6.11	BP
K4+2-60-3	427	265	674	339	0.62	0.62	1.58	0.79	433	1.63	2.02	2.31	3.31	P

(注) gQ_{mu} : 略算式³⁾による梁の曲げ終局耐力時せん断力, gQ_{pu}, gQ_{au}, gQ_{cu} : 5章本文参照

gQ_{ju} = min(gQ_{pu}, gQ_{au}, gQ_{cu}), gQ_u = min(gQ_{mu}, gQ_{ju}), gQ_{max} : 最大耐力実験値, R_{max} : 最大耐力時層間変形角

R₉₅, R₈₀ : 耐力が最大耐力の95%および80%に低下した時の層間変形角

(表記の↑を付した数値は、それ以上であることを示す。)

：網掛け部は、各試験体の計算耐力および接合部余裕度におけるそれぞれの最小値を示す。

【破壊形式】A : 定着部の側面剥離破壊型, P : 接合部せん断破壊型, BP : 梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊型, B : 梁破壊型

であり、安全側に評価された。また、計算耐力に基づく破壊形式は実験結果の破壊形式と概ね一致した。

- (c) 試験体K3-40-3, K3-40-6, K4-60-3, K4-60-6については、接合部せん断余裕度(gQ_{ju}/gQ_{mu})が1.03 ~ 1.05であり、p_{jw}が大きい試験体K3-40-6, K4-60-6の限界層間変形角R₉₅およびR₈₀は、p_{jw}が小さい試験体K3-40-3, K4-60-3の場合よりも大きい。試験体K4L-60-3については、接合部せん断余裕度(gQ_{ju}/gQ_{mu})が1.32であり、これに伴って、試験体K4-60-3よりも、限界層間変形角R₉₅およびR₈₀が大きくなった。これらの点については、4.2.1項および4.2.2項で考察した。
- (d) 試験体K4+2-60-3の最大耐力実験値は、接合部せん断終局耐力時梁せん断力gQ_{pu}の1.63倍であり、安全側に評価された。また、計算耐力に基づく破壊形式は実験結果の破壊形式と概ね一致した。

これらのことより、梁主筋が2段筋であっても、接合部せん断終局耐力は靱性保証型指針式によって安全側に評価されと考えられる。これは、引張側梁主筋の全断面積が同じ時、2段筋の方が、1段筋に比べて、主筋本数の増加に伴い、定着部の応力条件が緩和されると推察されることと同様の理由によると思われる。

6. まとめ

- (1) 接合部せん断余裕度(gQ_{ju}/gQ_{mu})がほぼ1で、梁主筋の定着長さ ℓ_a を $(2/3) \cdot D_c$ とした場合、接合部横補強筋比p_{jw}が0.3%では、梁曲げ降伏後、十分な変形性能が得られない恐れがあるのに対して、中子筋形式でp_{jw}を増やすと、梁曲げ降伏後の変形性能が改善される。また、p_{jw}が0.3%でも、梁主筋の定着長さ ℓ_a を $(3/4) \cdot D_c$ 以上とし、接合部せん断余裕度(gQ_{ju}/gQ_{mu})を1よりも大きくすると、梁曲げ降伏後の十分な変形性能が確保される。
- (2) 定着部側面剥離破壊型試験体および梁主筋を2段筋とした接合部せん断破壊型試験体については、それぞれ本論文で示した算定式によって終局耐力が安全側に評価され、計算耐力に基づく破壊形式が実験結果の破壊形式と一致した。

参考文献

- 1) 村上雅英, 藤達也, 窪田敏行 : 引き抜き試験によるはり主筋の機械式定着耐力の評価, コンクリート工学論文集, 第8巻第2号, pp.1-10, 1997.7
- 2) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建築物の靱性保証型耐震設計指針・同解説 8章 柱梁接合部の設計, pp.241-277, 1999
- 3) 日本建築学会 : 建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990), pp.390-396, 1990