

RC 柱梁接合部内梁主筋の付着性能に関する実験研究

安藤建設(株) ○田畑 卓
同 西原 寛

1. はじめに

鉄筋コンクリート造内部柱梁接合部における梁主筋の付着劣化は、材端部コンクリートの圧壊や履歴性状のピンチ化によるエネルギー吸収能の低下を助長する要因である。このため、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」[1]では、柱梁接合部内の主筋の付着応力に一定の制限を設けているが、一方で、現実的な設計が困難になる等の理由から、材端部コンクリートの圧壊防止を前提として、ある程度の付着劣化も許容する方針としている。このことは梁引張り主筋に対して梁圧縮コンクリートの余裕が少ない場合、梁端部の圧壊が顕在化する恐れがある。

そこで、本報では梁曲げ降伏先行型の十字型柱梁接合部の実験を行い、接合部内梁主筋の付着性能が架構の性能に及ぼす影響を検討した。

2. 実験計画

表1に試験体一覧、図1に試験体形状および配筋図を示す。試験体は超高層建物の中間階を想定した十字型部分架構で、試験体数は全6体である。部材断面寸法($b \times D$)は柱 $400 \times 400\text{mm}$ 、梁 $270 \times 400\text{mm}$ で、梁主筋にはD19を用いている。梁主筋は柱梁接合部内で通し配筋とし、柱のコンクリート強度は $F_c=50\text{N/mm}^2$ とした。

各試験体では柱軸力および梁主筋強度を調整することにより、柱梁接合部内の梁主筋の付着余裕度を3水準設定した。すなわち、靱性指針による付着余裕度を試験体No.1～No.3で0.8、試験体No.4およびNo.5で1.0、試験体No.6で1.2程度とした。梁のコンクリート強度は $F_c=30\text{N/mm}^2$ を標準とし、試験体No.2においてのみ $F_c=50\text{N/mm}^2$ としている。併せて、梁主筋量を2水準設定することにより、梁端部の圧壊条件を変動させた。

試験体の計画にあたっては、応力中心間距離を $7/8d$ として略算式より求めた梁の曲げ降伏耐力時計算値に対して、靱性指針による柱梁接合部のせん断耐力時計算値を1.2倍以上、柱の曲げ耐力時計算値を1.3倍以上確保するものとした。また、梁および柱部材のせん断破壊が生じないように、せん

表 1 試験体一覧

試験体		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
柱	断面寸法	$b_c \times D_c=400 \times 400\text{mm}$					
	主筋	12-D19 (SD490) $p_g=2.15\%$					
	帯筋	4-U7.1@60 $p_w=0.66\%$					
	F_c (N/mm ²)	50					
梁	断面寸法	$b_b \times D_b=270 \times 400\text{mm}$					
	主筋	配筋 (p_t)	5-D19 (1.57%)	4-D19 (1.18%)	5-D19 (1.57%)	4-D19 (1.18%)	6-D19 (1.92%)
		種別	SD490				SD390
	あばら筋	3-U7.1@60	2-U7.1 @60	3-U7.1 @60	2-U7.1 @60	3-U7.1 @60	
	F_c (N/mm ²)	30	50	30			
	接合部補強筋		4-U7.1 $\times 6$				
柱軸応力度		0.05 F_c			0.25 F_c		
付着余裕度 ^{*1}		0.81			0.97		1.16

*1 靱性保証型耐震設計指針による(付着強度の緩和なし)

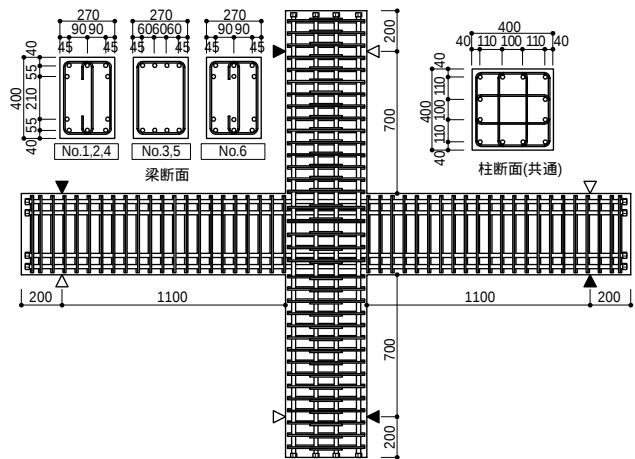


図 1 試験体形状および配筋

表 2(a) 鉄筋の材料試験結果

種別	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	伸び (%)
D19 (SD490)	522	685	1.97×10^5	19.0
D19 (SD390)	425	660	1.92×10^5	17.4
UB7.1	1316	1358	1.89×10^5	4.5

表 2(b) コンクリートの材料試験結果

使用部位	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)	割裂強度 (N/mm^2)
梁	33.1	2.60×10^4	3.09
下柱・接合部	52.5	2.99×10^4	3.53
上柱	56.3	3.05×10^4	3.54

断補強筋にはSBPD1275/1450を用いた。表2に使用材料の試験結果を示す。

加力は柱反曲点位置をピンローラー支持しながら、柱頭に所定の軸力を与え、梁両端に正負交番のせん断力を与える方法とした。制御は層間変形角(R)による変形制御とし、 $R=1/400, 1/200\text{rad.}$ で各1回、 $R=1/100, 1/50, 1/33, 1/25\text{rad.}$ で各2回、 $R=1/20$ で1回の繰り返しを行った。

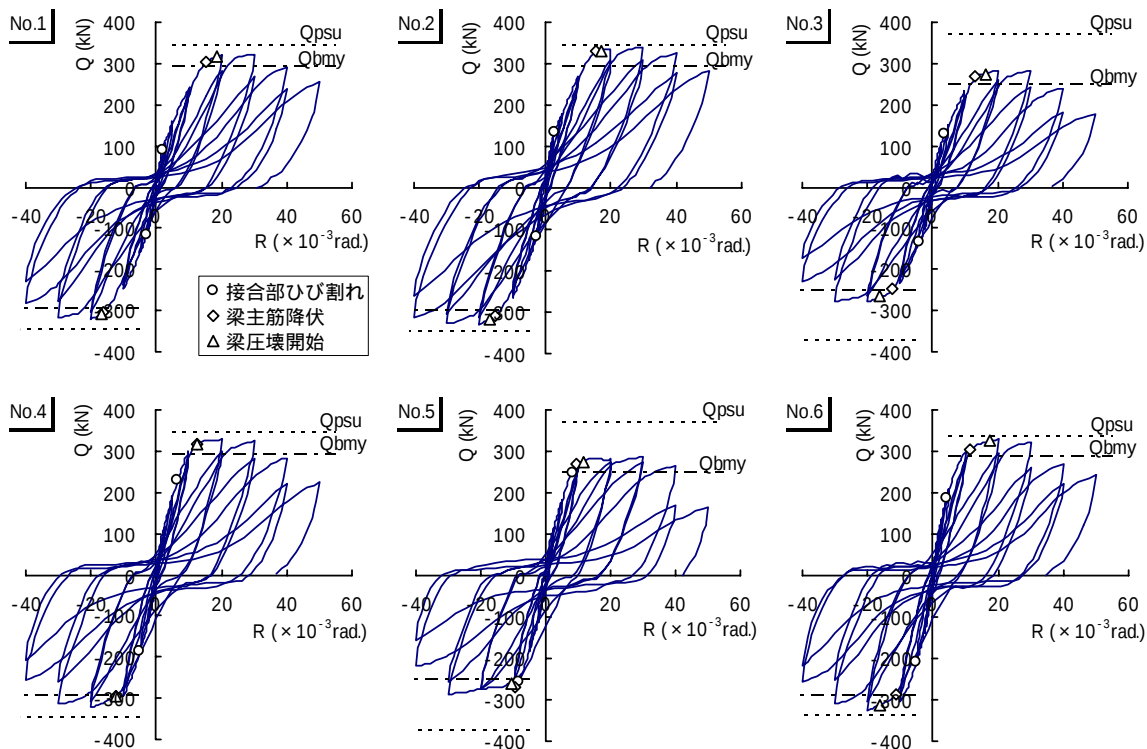


図2 層せん断力(Q) - 層間変形角(R)関係

3. 実験結果

3.1 破壊経過および破壊性状

図2に層せん断力(Q) - 層間変形角(R)関係を示す。図2中の一点鎖線および破線は、曲げ降伏耐力計算値(Q_{bmy})、および接合部せん断耐力計算値(Q_{psu})である。

いずれの試験体も $R=1/100\text{rad}$ のサイクルで接合部せん断ひび割れが発生、 $R=1/50\text{rad}$ のサイクルで梁主筋が降伏し、その後すぐに梁端のコンクリートが圧壊し始めた。変形の増大に伴い、梁端での主筋の抜け出しとコンクリートの圧壊、接合部被りコンクリートの剥落が顕著となり、 $R=1/25\text{rad}$ 以降徐々に荷重が低下した。荷重低下の過程では、試験体No.4およびNo.6に対し、試験体No.1およびNo.2で接合部の損傷が顕著となる傾向を示したが、接合部内のせん断補強筋は最終加力まで弾性範囲内であり、各試験体とも破壊形式は梁端部コンクリートの曲げ圧縮破壊と判断された。

3.2 最大耐力および等価粘性減衰定数

表3に実験結果一覧を示す。各試験体の最大耐力実験値は、略算式による梁曲げ降伏耐力計算値に対して1.10～1.17の範囲にあり、全ての試験体で計算値を上回った。

表3 実験結果一覧

	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
Q_{max} (kN)	321	341	283	330	287	329
R_{max} ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	30.0	30.0	20.0	20.0	30.1	20.0
R_u ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	35.4	40.0	33.2	32.8	36.3	31.9
Q_{bmy} (kN)	291	291	248	291	248	285
(Q_{max}/Q_{bmy})	(1.10)	(1.17)	(1.14)	(1.13)	(1.16)	(1.15)
Q_{psu} (kN)	351	351	380	351	380	344
(Q_{max}/Q_{psu})	(0.91)	(0.97)	(0.74)	(0.94)	(0.75)	(0.96)

Q_{max} : 最大耐力 R_{max} : 最大耐力時変形角 R_u : 限界変形角(包絡線上で荷重が $0.95Q_{max}$ に低下した時点の変形角) Q_{bmy} : 梁曲げ耐力計算値(略算式) Q_{psu} : 接合部せん断耐力計算値(靱性保証指針)

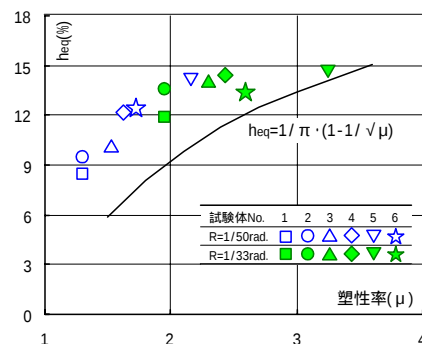


図3 等価粘性減衰定数と塑性率の関係

図3に等価粘性減衰定数(h_{eq}) - 塑性率($\mu=R/R_y$)関係を示す。ここで、塑性率を評価する際の降伏時変形角(R_y)は、 Q - R 関係との整合も考慮して2段目主筋を含む全梁主筋が降伏した時点の変形角と定義した(図2参照)。 h_{eq} は載荷繰返し2回目の定常ループから求めた値である。各試験体の塑性率は

$R=1/50\text{rad.}$ で $\mu=1.3 \sim 2.2$, $R=1/33\text{rad.}$ で $\mu=1.9 \sim 3.2$ であった。靱性指針によれば, 塑性率 $\mu=2$ における h_{eq} の許容下限値は建物の固有周期が0.4秒以上の場合で7.5%となるが, 同図によれば, いずれの試験体もこれを上回る結果となっている。また, 限界耐力計算において基本的な減衰評価式を図中に実線で示す。本評価式により実験結果を安全側に評価できることが確認できた。

3.3 梁主筋の付着性状

図4は梁危険断面における正加力時の梁主筋応力の推移である。梁主筋応力は歪み測定値に基づきRamberg-Osgoodモデルで算出した。圧縮側主筋では, 梁降伏時変形角に相当する $R=1/50\text{rad.}$ まで圧縮応力が増大しているが, それ以降では変形角の増大とともに応力が引張り側へシフトする性状がみられる。引張り側主筋は最大耐力時変形角(表3参照)以降も概ね降伏応力を維持した。大変形領域では引張り側主筋も幾分応力低下しているが, これらは接合部内の付着劣化に伴う主筋の抜け出しによって, 梁端部の曲げ変形に対する梁主筋のひずみの増大が抑制されたためと考えられる。

図5は接合部内梁主筋の平均付着応力度(τ_{ave})と層間変形角(R)の関係を要因毎に比較したものである。図a)によれば, 試験体No.1およびNo.3に対しては, No.4およびNo.5の付着応力度が高くなっており, 柱軸力による付着応力の増大効果が認められる。ただし, これらの試験体では最大付着応力度時の変形角, ならびにそれ以降の付着応力度の低下傾向に差異はみられない。次に図b)をみると, 梁のコンクリート強度を変えた試験体No.1とNo.2では, $R=1/50\text{rad.}$ までほぼ同様の推移を示しているが, No.1ではそれ以降付着応力度が低下するのに対して, No.2は $R=1/33\text{rad.}$ まで付着応力度が増大し, No.1を上回る付着応力度を発揮していることがわかる。図c)は梁主筋強度の違いを比較している。試験体No.6の方が主筋強度が低いため, 付着応力度も小さい値で推移している。

3.4 梁部材の塑性変形能力

梁曲げ降伏型の架構の変形性能を評価するため, 梁部材の塑性変形能力に着目し実験結果の検討を行った。ここで, 実験結果における限界変形

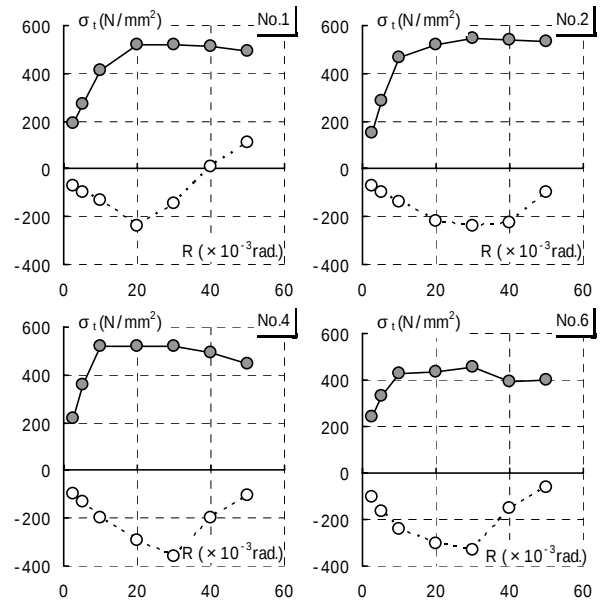


図4 危険断面における梁主筋応力度の推移

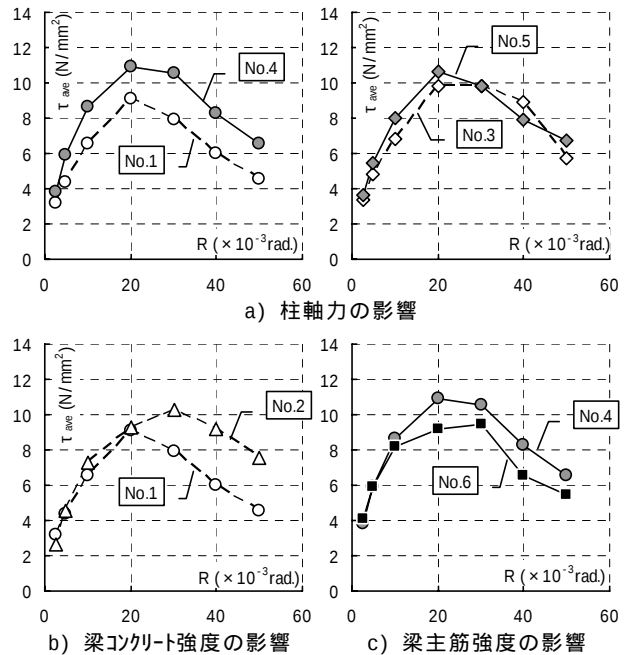


図5 接合部内梁主筋平均付着応力度の推移

角は, $Q-R_b$ 関係の包絡線上で, 耐力が最大耐力の90%に低下した時点の変形角と定義した。これは概ね梁曲げ降伏耐力の計算値に相当する値である。

$$R_p = R_u - R_y \quad (1)$$

ここで,

R_p : 梁部材の塑性変形角

R_u : 梁部材の限界変形角($0.90Q_{max}$ 時変形角)

R_y : 梁部材の降伏時変形角(2段目主筋降伏時)

図6に梁部材の塑性変形角(R_p)を($p_t \cdot \sigma_y / \sigma_B$)との関係で示す。同図中では接合部内梁主筋の付着余裕度の等しい試験体を実線で結んでいる。これらより、塑性変形角は($p_t \cdot \sigma_y / \sigma_B$)の増大とともに減少すること、また、($p_t \cdot \sigma_y / \sigma_B$)が等しい場合には付着余裕度の高い方が塑性変形角も大きくなることがわかる。ただし、試験体No.6は付着余裕度の低いNo.4と同程度の塑性変形角に留まっており、付着余裕度の影響には頭打ちの傾向が認められる。

これらの結果を踏まえ、塑性変形角を式(2)～(7)より評価した。すなわち、危険断面では断面中立軸位置を回転中心として塑性回転を生じ、断面圧縮縁のコンクリート歪みがコンクリート最大強度時歪みの m 倍に達した時点で限界回転角に至るものとする。一方で、付着余裕度の影響は圧縮鉄筋の負担応力の差異として中立軸位置に考慮するものとし、前述の実験結果から、付着余裕度が0.8の場合には圧縮鉄筋の負担応力はゼロ、付着余裕度が1.0以上の場合には $0.25 \sigma_y$ 、これらの間は直線補間するものとして、付着余裕度とともに圧縮鉄筋の負担応力が増加するものと仮定した。

$$R_p = \varphi_u \cdot D = (m \cdot \varepsilon_c / x_n) \cdot b \cdot D \quad (2)$$

$$\varepsilon_c = 0.00093 b \sigma_B^{0.25} \quad (3)$$

$$x_n = (2 \cdot \alpha / 0.8) \cdot a_t \cdot \sigma_y / (0.85 \beta_1 \cdot b \cdot b \cdot \sigma_B) \quad (4)$$

$$\alpha = \tau_u / \tau_j \quad (5)$$

$$\tau_j = (1 + \gamma) \cdot \sigma_y \cdot d_b / (4_c D) \quad (6)$$

$$\tau_u = 0.7(1 + \sigma_o / p \sigma_B) p \sigma_B^{2/3} \quad (7)$$

ここで、

$b \cdot D$: 梁せい, ε_c : コンクリート最大強度時ひずみ

α : 接合部内梁主筋の付着余裕度

$b \cdot b$: 梁幅, $b \cdot \sigma_B$: 梁のコンクリート強度

a_t, σ_y, d_b : 梁主筋の断面積, 降伏強度および径

$p \cdot \sigma_B$: 柱梁接合部のコンクリート強度

σ_o : 柱軸応力度, γ : 複筋比(1.0)

図7に塑性変形角の実験値と上記評価指式による計算値の関係を示す。式の構成から明らかなように、塑性回転角の計算値は、断面圧縮縁歪みを決定する係数 m に比例する形で与えられる。同図では $m=3.0$ として計算値を求めているが、このときの実験値を計算値で除した値の平均値は0.98であり、計算値と実験値は良く対応した。

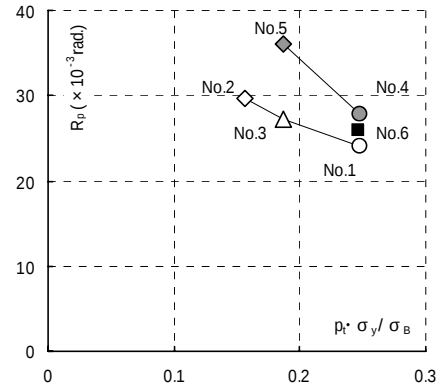


図6 $R_p - (p_t \cdot \sigma_y) / \sigma_B$ 関係

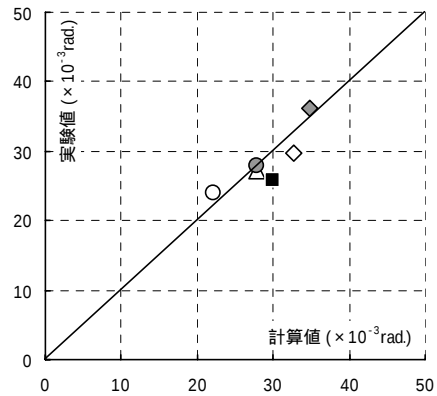


図7 塑性回転角の実験値と計算値の対応

本評価式の妥当性については今後、実験データの蓄積と検証を行う必要があるが、設計上、断面を決定する際の一つの指標として利用できるものと考ええる。

4. まとめ

本実験より得られた知見を以下に述べる。

- 1) 付着余裕度が最大耐力に及ぼす影響は小さかった。等価粘性減衰定数はいずれの試験体も限界耐力計算において基本的な減衰評価式によって安全側に評価された。
- 2) 梁部材の塑性変形能力は、梁コンクリート強度に対する引張り主筋応力の比が高いほど、また、接合部内梁主筋の付着余裕度が小さいほど低下する傾向が認められた。
- 3) 曲げ圧縮破壊を生じる梁部材の塑性変形能力について評価式を提案した。

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