

論文

[2067] 高強度材料を用いた RC 外部柱梁接合部の剪断抵抗性能

正会員○城 攻 (北海道大学建築工学科)  
 正会員 後藤 康明 (北海道大学建築工学科)  
 正会員 柴田 拓二 (北海道大学建築工学科)

1. 序

近年、高層RC建築物における高強度コンクリートや太径鉄筋の使用などによって、柱梁接合部のコンクリートの応力レベルや、梁筋定着応力レベルが高くなる傾向を示している。本研究は、建設省技術開発総合プロジェクト「鉄筋コンクリート造建築物の超軽量化・超高層化技術の開発」の一貫として行われたもので、既報告[1]、[2]に引続き、接合部の剪断耐力及び変形性能に及ぼす剪断余裕度、接合部横補強筋量、梁筋及びコンクリートの強度の影響を実験的に検討したものである。

2. 実験概要

2.1 実験変数と試験体形状

試験体の外形寸法は、既報[1]・[2]と同様に実大架構における各寸法が、階高3.5m、柱スパン7.15m、柱断面75cmX75cm、梁断面60cmX75cm からなる平面架構ト形外部柱梁接合部を1/3に縮小したものである。試験体名と実験変数を表-1に示す。このうち試験体 NRC-J8とNRC-J9(以降 NRC- を略す)は、梁降伏型試験体として昨年度製作されたものであるが、減水剤のトラブルから所定の強度に達しなかったものであり、剪断余裕度計算値 $\alpha$ (接合部終局剪断耐力/梁降伏時接合部剪断力)を当初の予定に対して変更して用いる。J12~J14は梁降伏型であるが、J14のみは梁筋強度を他より低くしている。このほかに、横補強筋比 $p_w$ を2種、付着指標に対応する $l_{dh}/d_b$ を2種(但し鉄筋径 $d_b$ はD13のみで一定)としている。図-1に配筋を示す。なお、外部柱梁接合部終局剪断耐力は、著者が昨年[2]提案した推定式

$$\tau_u = 2.35 \times \sigma_B^{0.62} \dots \dots (1)$$

を用いて求める。

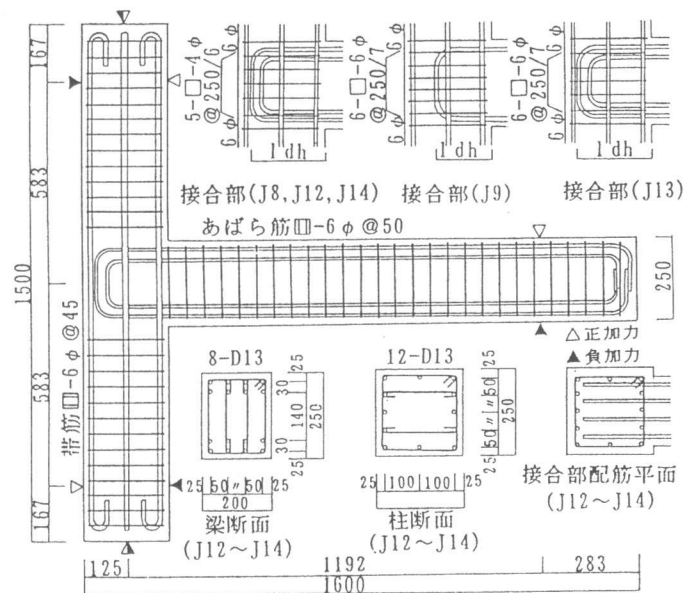


図-1 試験体概要

表-1 試験体諸元

試験体名	(1) $F_c$	(2) $\sigma_B$	(2) $\alpha$	(2) $\alpha^*$	(3) $p_{jw}$	(4) $l_{dh}/d_b$	(5) 梁筋種別
NRC-J8	800	548	1.25	1.02	0.2	16.5	SD70
NRC-J9	800	503	1.25	0.90	0.6	12.0	SD70
NRC-J12	740	854	1.25	1.39	0.2	16.5	SD70
NRC-J13	740	810	1.25	1.34	0.6	16.5	SD70
NRC-J14	500	662	1.25	1.43	0.2	16.5	SD50

- (1)  $F_c$  : コンクリート設計強度 (kg/cm<sup>2</sup>)  
 $\sigma_B$  : コンクリート実強度 (kg/cm<sup>2</sup>)
- (2)  $\alpha$  :  $F_c$ を用いて算出した剪断余裕度予定値  
 $\alpha^*$  :  $\sigma_B$ を用いて算出した実剪断余裕度
- (3)  $p_{jw}$  : 接合部横補強筋比 (%)
- (4)  $l_{dh}/d_b$  : 梁筋水平投影長さ/鉄筋径 (図-1 参照)
- (5) 梁筋降伏応力度 :  $\sigma_y=7180\text{kg/cm}^2$  (SD70),  $=5580\text{kg/cm}^2$  (SD50)

## 2. 2 使用材料

使用した鉄筋はいずれも高強度試作鉄筋である。J 14の梁筋にのみD13(SD50,  $\sigma_y=5580\text{kg/cm}^2$ )を用いているが、その他の柱梁主筋はすべてD13(SD70,  $\sigma_y=7120$ )であり、いずれも明瞭な降伏点を有する。横補強筋は、接合部ではインデントタイプ6  $\phi$  (SD80,  $\sigma_y=8850$ )と丸鋼4  $\phi$  (SD70,  $\sigma_y=7310$ )を用い、柱梁では全てD6 (SD35,  $\sigma_y=3820$ )とした。コンクリートは、早強ポルトランドセメント・5mm径鵜川産砂・13mm径常盤産砕石・高性能減水剤を用いて作成した。

## 2. 3 加力方法

加力は、梁端をアクチュエータによって正負繰り返し静的加力を行った(既報[1]参照)。J 8とJ 9は、接合部剪断耐力から求めた梁剪断耐力の80%を3サイクルのピーク荷重とし、4サイクル以降は2サイクルのピーク変位を基準にしてその整数倍値をピーク変位として同一ピークを2回ずつ加力した。またJ 12～J 14は図-2に示すように、1段目梁主筋の平均歪度が梁降伏歪度に達した時を3サイクルのピーク荷重とし、4サイクル以降は3サイクルのピーク変位を基準に、その0.5倍値の整数倍値をピーク荷重として2回ずつ加力した。柱軸力は、試験体を安定させるために $0.02\sigma_B$ を初期値として加えた。

## 2. 4 計測方法

梁剪断力、柱軸力、柱頭・柱脚の反力をロードセルを用いて計測した。パネル内各部変形、梁付け根回転変形を試験体表面に配した標点間の伸縮として、またパネル各部の鉛直及び水平変位は計測フレームに対する相対変位として変位計により計測した。梁筋定着部のスリップ量はピアノ線を外部に引き出して計測し、接合部周辺の鉄筋歪度はそれぞれストレインゲージを用いて計測した。

## 3. 実験結果及び考察

### 3. 1 破壊性状

図-3に亀裂性状を例示する。いずれの試験体もパネル内の梁筋近傍柱縁に曲げ初亀裂(図中のF)が $\pm 1\sim\pm 2$ サイクルに発生した後、パネル剪断初亀裂が $\pm 2$ サイクルまでにパネル対角線上(図中のD)、又は隅角部(図中のC)に発生し、その後 $\pm 5$ サイクルまでに数本の剪断亀裂が生じ、最大耐力後に接合部の破壊が顕著になった。梁降伏型では横補強筋比が小さいほど、剪断亀裂は対角線に対して内側に発生しやすく、同一層間変形時の破壊の進行が激しい。

### 3. 2 耐力

表-2に実験結果の一覧を示し、図-4に柱剪断力 $Q_c$ —層間変形角 $R$ 履歴曲線を掲げ、これから求められる各試験体のスケルトンカーブを図-5に掲げる。接合部剪断初亀裂耐力は、初亀裂が対角線上Dに生じた場合には計算値と実験値はよく対応するが、パネルの隅角部Cに生じた場合には実験値の方が2、3割小さくなり、主応力度式の適用は、曲げによる軸方向応力度の補正が必要

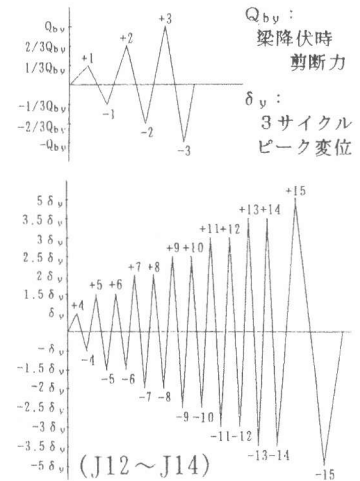


図-2 加力プログラム

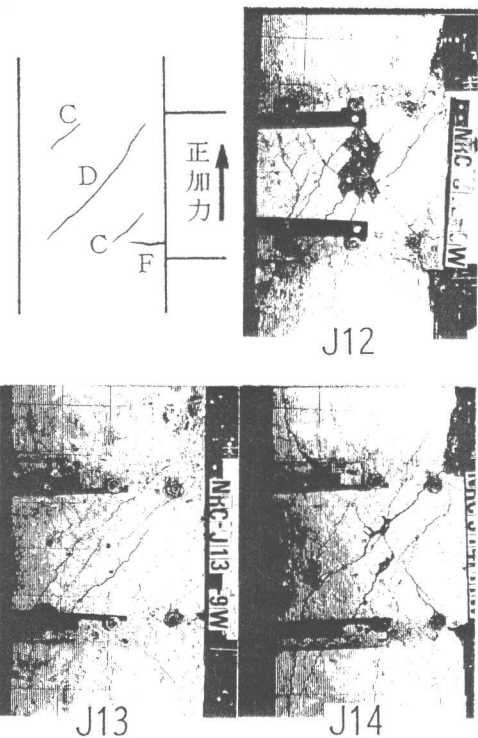


図-3 亀裂性状(層間変形角 $R=0.04$ 時)

表-2 諸耐力実験値及び計算値一覧

試験体	方 向	パネル剪断初亀裂時						梁降伏時					
		サイ クル	位 置	exp R	exp Q <sub>c</sub>	exp τ <sub>j</sub>	exp γ <sub>j</sub>	cal τ <sub>j</sub>	exp τ <sub>j</sub> cal τ <sub>j</sub>	サイ クル	exp Q <sub>y</sub>	cal Q <sub>y</sub>	exp Q <sub>y</sub> cal Q <sub>y</sub>
NRC-J8	正	+1	C	4.82	3.60	33.4	0.55	37.9	0.96	+5	(10.54)	12.27	(0.86)
	負	-1	C	-4.73	-3.58	-33.2	-0.40		0.71	-	-		-
NRC-J9	正	+1	D	4.92	2.47	24.0	0.33	36.0	0.99	-	-	9.86	-
	負	-2	D	-4.33	-2.45	-23.5	-0.43		1.04	-	-		-
NRC-J12	正	+2	C	4.98	5.10	49.3	-0.33	47.9	0.86	+5	12.35	12.27	1.00
	負	-2	C	-5.79	-5.09	-49.2	-0.63		0.86	-3	-10.02		(0.82)
NRC-J13	正	+2	D	7.09	6.14	59.4	0.41	47.7	1.00	+5	12.18	12.27	0.99
	負	-2	D	-6.45	-6.14	-59.4	-0.17		1.03	-5	-12.34		1.01
NRC-J14	正	+2	D	6.02	5.11	49.4	0.58	41.3	0.99	+9	9.05	9.74	0.93
	負	-2	D	-4.88	-4.60	-44.5	-0.33		0.89	-5	(-7.56)		(0.78)

J : パネル剪断破壊  
 J a : 梁筋定着破壊  
 B : 梁筋降伏  
 C : 接合部隅角部  
 D : 接合部対角線  
 b<sub>c</sub> : 柱幅  
 b<sub>b</sub> : 梁幅  
 l<sub>dh</sub> : 水平定着長  
 R : 層間変形角(X10<sup>-3</sup>rad)  
 Q<sub>c</sub> : 柱剪断力 (tonf)  
 γ<sub>j</sub> : 初亀裂発生時パネル  
 剪断変形角(X10<sup>-3</sup>rad)  
 γ<sub>u</sub> : 最大耐力時パネル  
 剪断変形角(X10<sup>-3</sup>rad)

試験体	方 向	最大耐力時								破 壊 モ ト	
		サイ クル	exp R	exp Q <sub>c</sub>	exp τ <sub>u</sub>	cal τ <sub>u</sub>	exp γ <sub>u</sub>	cal Q <sub>b</sub>	exp Q <sub>b</sub> cal Q <sub>b</sub>		
NRC-J8	正	+5	37.6	10.78	99.9	117.2	0.85	10.71	12.62	0.84	J
	負	-3	-25.6	-9.87	-91.5		0.78	-3.72		0.76	
NRC-J9	正	+7	51.0	8.75	84.7	111.2	0.76	14.65	10.13	8.85	J a
	負	-7	-49.4	-7.82	-75.7		0.68	-23.84		0.76	
NRC-J12	正	+5	27.0	12.62	122.2	154.4	0.79	9.40	12.62	0.98	B-J a
	負	-5	-25.8	10.84	-104.9		0.68	-8.02		0.84	
NRC-J13	正	+7	32.8	13.59	131.5	149.4	0.88	3.66	12.62	1.05	B-J a
	負	-7	-32.8	-13.34	-129.1		0.86	-6.34		1.03	
NRC-J14	正	+7	25.2	9.64	93.3	131.8	0.71	7.93	10.02	0.94	B-J a
	負	-5	-19.0	-9.36	-90.5		0.69	-4.01		0.91	

τ<sub>j</sub> : 初亀裂発生時  
 パネル剪断応力度 (kgf/cm<sup>2</sup>)  
 τ<sub>u</sub> : 最大耐力時パネル剪断応力度  
 exp τ : パネル剪断応力度実験値  
 $exp \tau_j = Q_j / b_c \cdot l_{dh}$   
 $exp \tau_u = Q_u / 0.5(b_c + b_b) \cdot l_{dh}$   
 cal τ : パネル剪断応力度計算値  
 $cal \tau_j = \sqrt{\sigma_t(1 + \sigma_B / \sigma_t)}$   
 ここに  $\sigma_t = 1.4 \sqrt{\sigma_B}$   
 $cal \tau_u = 2.35 \times \sigma_B^{0.62}$   
 cal Q<sub>y</sub> : 梁曲げ降伏時梁剪断力(tonf)  
 $= 0.875 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$   
 cal Q<sub>b</sub> : 梁終局曲げ耐力時梁剪断力  
 $= 0.9 a_t \cdot \sigma_y \cdot d$   
 exp Q<sub>b</sub> = 1.022 · exp Q<sub>c</sub>

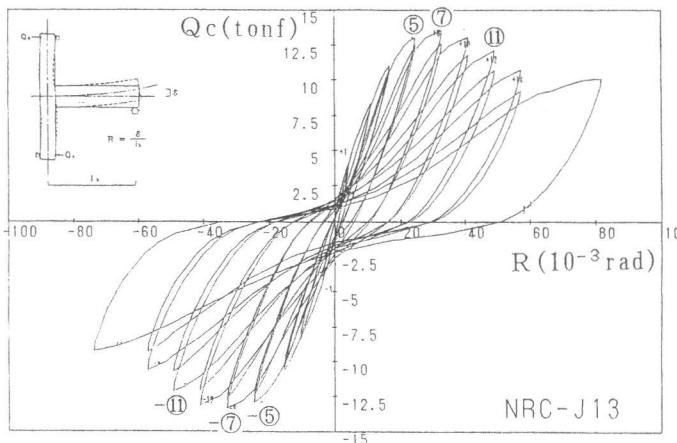


図-4 柱剪断力 Q<sub>c</sub>—層間変形角 R 関係

である。梁曲げ降伏耐力実験値は、計測した1・2段目梁筋の平均歪が降伏歪に達した時の値と定義した。最大耐力後に2段目筋が降伏したJ14の正加力時を除けば、計算値と実験値はよく対応している。最大耐力については、2段目鉄筋が降伏していないJ8は剪断耐力計算値の0.85倍となっているが、後述のように剪断破壊に定着破壊が加わったため、折曲げ筋の内側に定着破壊防止筋を用いた試験結果より導いた(1)式の計算値より低くなったものと考えられる。J9は梁筋に沿う全割裂型の定着破壊で、剪断耐力に達していない。梁降伏型では、横補強筋比p<sub>w</sub>の高いJ13のみが終局曲げ耐力計算値を上回るが、p<sub>w</sub>が低いJ12とJ14が計算値に達していないの

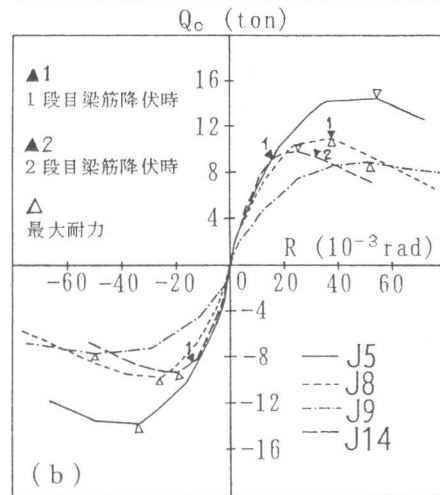
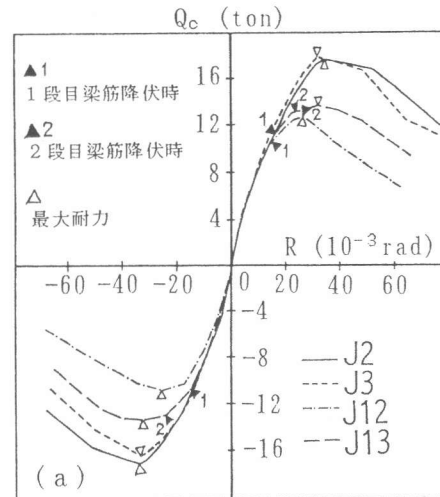


図-5 Q<sub>c</sub>—Rスケルトンカーブ

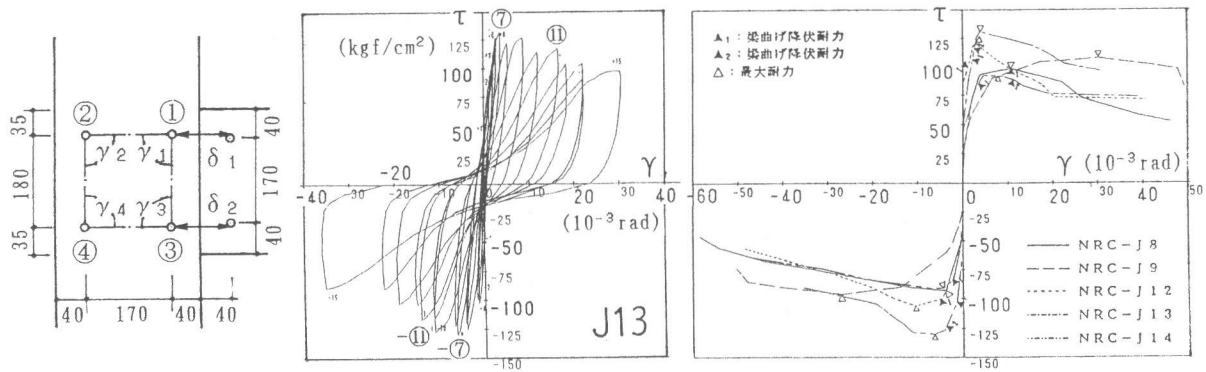


図-6 接合部剪断応力度  $\tau$  - 剪断変形角  $\gamma$  履歴曲線

は、後述するようにサイドスプリット型の定着破壊が早期に生じたためである。

### 3. 3 柱剪断力 $Q_c$ - 層間変形角 $R$ 関係

図-5(a)は 800kgf/cm<sup>2</sup>級コンクリート強度試験体の  $Q_c$  -  $R$  スケルトンカーブを纏めたもので、J12の最大耐力はJ13よりも正加力時で1割、負加力時で2割低下し、変形能力も著しく小さく横補強筋は耐力・変形能力の双方に影響していることが分かる。同図に既報[1]の接合部剪断破壊型試験体J2とJ3を併記したが、横補強筋比が大きいJ2 ( $p_w=0.6\%$ ,  $\sigma_B=834\text{kgf/cm}^2$ )と横補強筋の小さいJ3 ( $p_w=0.23\%$ ,  $\sigma_B=889\text{kgf/cm}^2$ )との最大耐力および耐力劣化の差異に及ぼす影響よりも、梁降伏型のJ13とJ12とのそれらの差異に及ぼす影響の方が大きい。

図-5(b)は600kgf/cm<sup>2</sup>級コンクリート強度のJ8、J14と既報[2]のJ5のスケルトンカーブを示している。SD50を用いた梁降伏型試験体J14は、1段目梁筋の降伏に伴って剛性が低下し、2段目梁筋は正加力時では最大耐力後に降伏したが、負加力時には降伏していない。この性状はJ12と同じであり、鉄筋強度やコンクリート強度が更に高い場合にも  $p_w$  が小さければ梁の曲げ耐力が確保できないことを示している。計算上の剪断余裕度  $\alpha$  が約1.0のJ8は、剪断破壊したJ5 (J8と同一形状、 $\sigma_B=592$ ,  $\alpha=0.85$ )の初期剛性・最大耐力の実験値よりもかなり小さい。両者のコンクリート強度はほぼ等しいのにも関わらずこのような結果となった理由は、J5では接合部梁筋折曲げ部の内側に定着破壊防止用直交筋を、梁筋にD10を、接合部横補強筋比に0.6%の高補強を各々用いていることがJ8と異なり、耐力等を増大させたためと思われる。これらの性状から、2段配筋では1段配筋に対して定着耐力が劣化すること、その劣化防止には横補強筋量が大きく関係し、定着破壊防止用直交筋が接合部剛性と耐力の確保に効果を有する可能性があることなどが分かる。

### 3. 4 接合部剪断変形

図-6に接合部剪断応力度  $\tau$  - 剪断変形角  $\gamma$  履歴曲線を例示する。 $\tau$ は接合部剪断力を有効断面積(梁と柱の平均幅×水平投影定着長)で割った値である。 $\gamma$ は接合部パネルの隅角部に設けた標点①~④の移動量をXY座標測量して4つの角度  $\gamma_1 \sim \gamma_4$  の変化分の平均値として求めた。各試験体の比較から、J12に対するJ8とJ14のように横補強筋比が同一ならばコンクリート強度が低いほど、またJ12に対するJ13のようにコンクリート強度が同一ならば横補強筋比が高いほど、横補強筋によるコンクリートの拘束効果が相対的に増大し、パネルの剛性低下を防ぐことができる。

### 3. 5 変形成分比

図-7に接合部剪断変形によって生ずる層間変形角  $R_p$  と梁端回転角  $\theta$  によって生ずる層間変形角  $R_R$  の全層間変形角に占める割合を示す。 $\theta$ は図-6の標点間距離変化  $\delta_1$  と  $\delta_2$  から求めた。

梁降伏型では、1段目梁筋降伏と同時に  $R_R$  成分が急増し、降伏に伴う鉄筋の梁と接合部双方か

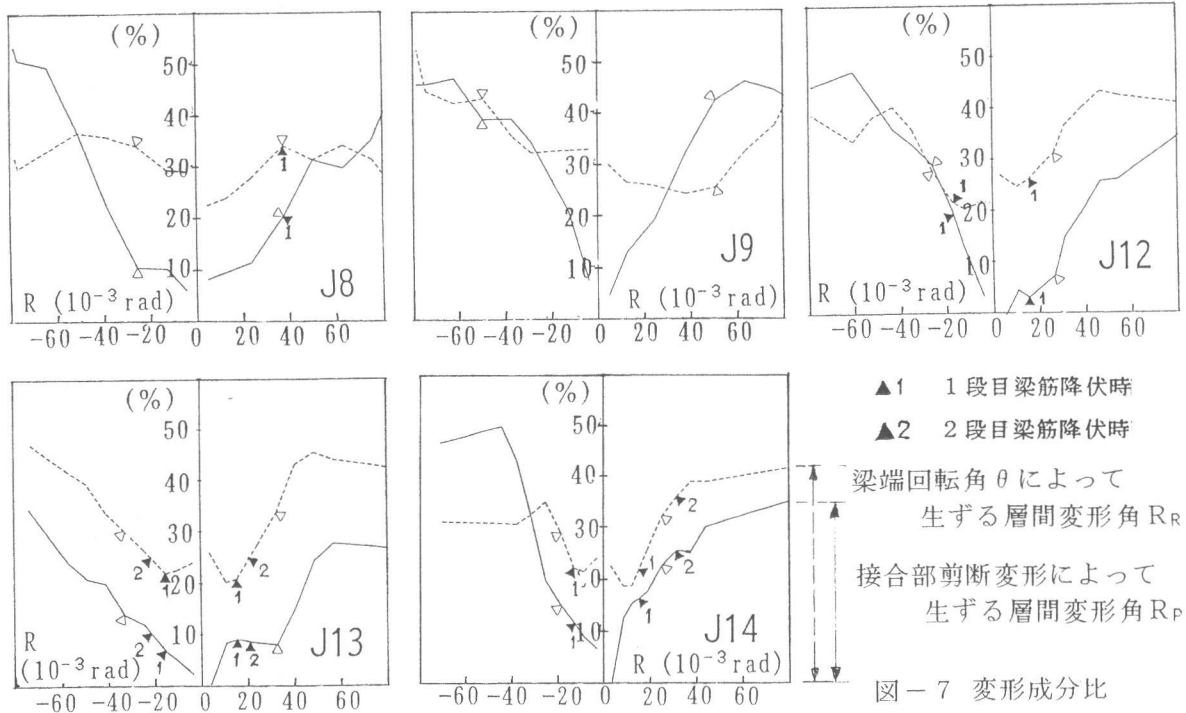


図-7 変形成分比

らの抜け出しが開始する。R<sub>P</sub>成分は、高補強のJ13は梁降伏後も最大耐力までは小さく耐力後に急増するが、R<sub>R</sub>成分より常に小さい。これに対して、低補強のJ12とJ14の正加力時ではR<sub>P</sub>は1段目梁筋降伏と同時に増大し剪断破壊性状を示すがR<sub>R</sub>成分より常に小さく、負加力時は降伏前より増大割合が大きいいため、R=40付近でR<sub>R</sub>成分を上回り、正加力時より剪断破壊成分が激しいことを表している。J8は、梁降伏後もR<sub>R</sub>成分は増大せず、R<sub>P</sub>成分が増大していることから剪断破壊の性状が見受けられ、J9は、梁降伏が生じていないのにも関わらず耐力後にR<sub>R</sub>が増大していることから定着破壊の性状が見受けられる。

### 3.6 梁筋定着部の滑り挙動と破壊モード

梁筋定着部の計測位置を図-8に示すように、梁筋折曲げ開始位置と柱成中央のカバ-コンクリート埋め込み標点との相対変位を滑り量と定義した。なお、埋め込み標点は、カバ-コンクリートの挙動の影響を少なくするために、表面から20mm程度の深さの範囲をコンクリートから絶縁させた。J12の梁筋歪度(BOF-2, BOC-2)を図-9に示す。梁筋降伏型であるJ12では、1段目外側鉄筋(BOF)の滑り量は最大耐力時までは小さな値を示すが、その後の変形増大に伴って引張時滑り量は急増する。これに対して、1段目内側鉄筋(BOC)の滑りは、小さいばかりでなく圧縮時、引張時ともに同量の挙動を示している点がJ8、J9と異なっている。この理由は次の様に理解できる。1段目の外側鉄筋は、最大耐力時の±⑤サイクル以降で降伏歪度に達し滑りが顕著となるが、同時に接合部パネルのカバ-コンクリートの膨張も増大し始めていることから、サイドスプリット型の定着破壊が発生した。このために外側鉄筋は±⑦サイクル以降で層間変形角の増大があるにもかかわらず、図-9に示すように梁筋の歪度はむしろ小さくなり、また2段目外側筋も降伏歪度に達しないまま歪度は小さくなった。即ち、外側筋は±⑦サイクル以降で鉄筋力の負担が減じている。これに対して、内側鉄筋の滑り量が実験中引張時に小さく、圧縮時にも同程度の滑りを示すのは、柱幅の内側であることからサイドスプリット型の定着破壊は発生せず、図-9に示すように応力負担を減ずることなく、±⑦サイクル以降も引張時歪度が増大蓄積し、圧縮時にこの残留伸び変形分が押し込まれる

ため、定着部の押し込み滑りが生じたものと理解できる。また、2段目内側筋の応力負担が増大し、±⑦サイクルで降伏に至っている。従ってJ12は、1段目梁降伏時の外側筋定着破壊により2段目外側鉄筋力も失われ耐力低下したものと判断できる。

J13は、J12より横補強筋による拘束効果が高いため、1、2段目鉄筋とも降伏歪に達しているが耐力時以降は同様な性状がみられる。J14もJ12と同じ性状がみられ、いずれも外側筋の定着破壊が生じていると判断できる。

J8は、1段目鉄筋の降伏が最大耐力後に生じたもので、内側筋と外側筋の挙動も同様であることから接合部剪断破壊であるが、実際には相当量の滑り量が確認でき、定着破壊防止筋のような特別な処置を行わなければ、剪断破壊と定着破壊が混在することが避けられない。J9は、全ての試験体の中で入力剪断力が最も小さいにもかかわらず小変形時から滑りが顕著となり、外側筋も内側筋も耐力時には最大の滑り量を示し、梁筋も降伏歪度に達していないことから柱幅を横断する全割裂型の接合部定着破壊と判断できる。

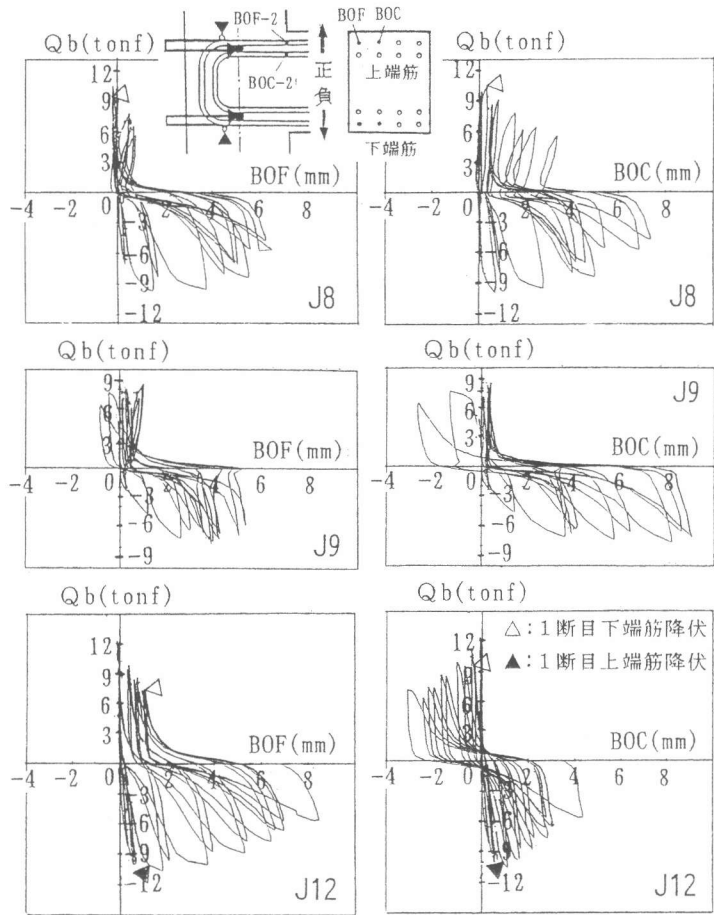


図-8 梁剪断力 $Q_b$ -定着部鉄筋滑り量

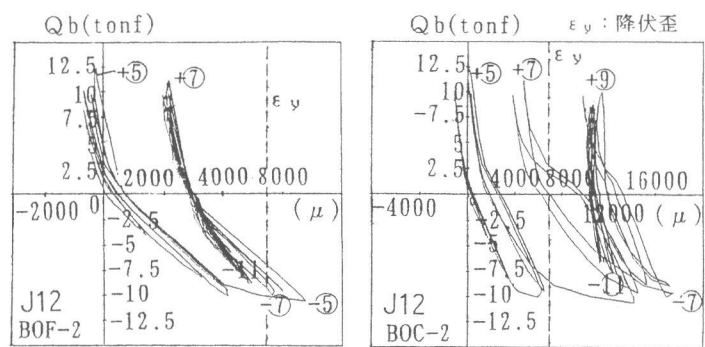


図-9 梁剪断力 $Q_b$ -梁筋歪度 $\epsilon_y$  (J12)

#### 4. 結 語

外部柱梁接合部ト形試験体の剪断加力試験結果より、90度折曲げ筋の定着耐力としてサイドスプリット破壊の他に全割裂破壊による評価が必要であること、2段配筋折曲げ定着の各段の定着耐力は1段配筋の定着耐力より大幅に低下するので、その定着耐力評価式を確立すると共に、設計ではこれを考慮することが必要であることを明らかにした。

謝 辞：この研究の一部は鹿島建設(株)の研究助成を受けて行われたもので、記して謝意とする。

参考文献：[1] 城 攻・後藤康明・柴田拓二：高強度コンクリートを用いた外部柱梁接合部の剪断抵抗性状について、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.12、No.2、pp.639-644、1990.6

[2] 牧部一成・城 攻・後藤康明・柴田拓二：高強度材料を用いたRC外部柱梁接合部の剪断抵抗性状(その1、その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集・構造II、pp.641-644、1991.9