

# 超高強度材料を用いた鉄筋コンクリート柱梁接合部の構造性能

中澤 春生 熊谷 仁志 塚越 英夫 黒瀬 行信  
(技術研究所) (技術研究所) (技術研究所) (設計本部)

## Structural Performance of Reinforced Concrete Beam-Column Joints with Ultra-high Strength Materials

by Haruo Nakazawa, Hitoshi Kumagai, Hideo Tsukagoshi and Yukinobu Kurose

### Abstract

Flexible planning of reinforced concrete super-skyscrapers is realized by proper utilization of ultra-high strength materials. The structural experiment of beam-column joints of RC interior and exterior subassemblages with concrete of 120N/mm<sup>2</sup> and longitudinal rebars graded USD685 was carried out. Results of the test show that the shear strength and ductility of the joints are estimable as those of existing materials. The headed anchorage of rebars into the exterior beam-column joint is also applicable to such high strength materials.

### 概 要

鉄筋コンクリート造建物の超高層化に対応し、かつ居住性の高い建築計画を実現するために、超高強度材料を利用した構造開発を進めている。その一環として、 $F_c120\text{N/mm}^2$ の超高強度コンクリートとUSD685超高強度主筋を使用した柱梁架構の十字形およびト形接合部実験を実施した。ストラット破壊および梁主筋の付着喪失に起因する接合部せん断破壊ならびに梁曲げ破壊した結果より、超高強度材料を用いた柱梁接合部の強度および変形性能が $F_c60\text{N/mm}^2$ と同様に評価できることを確認した。併せて、上記強度に対しても外柱・梁接合部への機械式定着が適用可能であることを示した。

### § 1. はじめに

都心部における50階を超える規模の集合住宅に代表される鉄筋コンクリート(RC)系超高層建物の増加に伴い、使用するコンクリートや鉄筋の高強度化が進んでいる。

鉄筋コンクリート造建築物の超軽量・超高層化技術の開発(NewRC)総プロ<sup>1)</sup>、および、その後の資料の蓄積によって、設計基準強度( $F_c$ )が $60\text{N/mm}^2$ 以下のコンクリートについては、建築工事標準仕様書JASS5鉄筋コンクリート工事<sup>2)</sup>、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針<sup>3)</sup>で適用範囲に含まれたのに引き続き、鉄筋コンクリート構造計算規準<sup>4)</sup>も適用できるように改訂され、従来の許容応力度設計が $F_c60$ でも準用できることが示された<sup>注)</sup>。

本稿で対象とする柱梁接合部についてみると、旧注) RC規準(1999改定)では、継手定着の規定が全面的に改定され、柱梁接合部の設計が新たに設けられた。

来の比較的低い強度の材料を用いた構造物では、柱断面寸法をあまり小さくできないため、接合部への入力レベルに対して接合部ボリュームが大きく、接合部の構造性能が問題となるケースはまれであった。そのため、一般のRC造の構造計算を定めたRC規準にも接合部に関する規定はなかった。しかし、NewRC総プロと前後して高層RC建物が建設されるようになると、構造物の終局挙動を想定した設計や、それらの時点で入手可能な高強度材料を使用する設計が必要となり、接合部の強度について考慮することが不可避とされるようになった。それと同時期に定められた鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針<sup>5)</sup>は、接合部の具体的な設計法を定めた初めての設計指針で、 $F_c36$ までのコンクリート強度を対象としたものである。それ以上の強度の接合部設計については、NewRC総プロ以来のデータの強度に関する分析<sup>6)</sup>、柱梁接合部内の主筋の付着に関する検討<sup>7),8)</sup>、ト型接合部への梁主筋の定着に関する研究<sup>9)</sup>

10)などで得られた知見に基づき靱性保証型指針でFc60までの強度に関する設計法が示された。

靱性保証型指針で想定する、建築物の終局時に具備すべき性能要件は、同指針が適用範囲とする強度を超える材料を用いた建築物でも準用されていることから、近年の超高層RC造開発のなかで高強度材料を検討する場合でも、同指針が構造性能の尺度となっている。そのような観点から各所で実施された実験(例えば11)~13)によれば、Fc80までのコンクリートおよびSD490までの鉄筋を用いた接合部性能は、靱性保証型指針の規定で評価できるものと考えられる。

本稿では、50階を超える規模の建築物でも、居住性の高い建築計画が可能な構造を、Fc120級のコンクリートおよびUSD685鉄筋を用いて成立させることを目的とした一連の開発の一環として実施した、柱梁接合部に関する部分架構実験について報告する。このような規模の構造架構では、鉄筋を高強度化しても多量の配筋が施されるため、接合部内の鉄筋が錯綜し、特に、外柱・梁接合部での定着部は折り曲げ定着が困難となる。鉄筋の端部にコンクリートの支圧部分を設けた機械式定着は、その解決策として有効であり、当社は、第一高周波工業(株)と共同で、鉄

筋端部に高周波誘導加熱によって支圧拡張部を設けた鉄筋を定着するTヘッド鉄筋工法を開発した<sup>14),15)</sup>。

本実験では、梁主筋を通し配筋とした2体の十字形接合部、梁主筋を機械式定着した3体のト形接合部からなる5体の部分架構実験を実施した。実験目的は、1) Fc120コンクリートを用いた十字形およびト形接合部のせん断強度の評価、2) 梁曲げ降伏型架構における変形挙動の把握、3) 十字形接合部内の梁主筋の付着性状の確認、4) ト形接合部への機械式定着性能の確認である。

## § 2 . 実験概要

### 2.1 試験体

試験体一覧を表-1、試験体形状を図-1、柱・梁断面を図-2に示す。試験体は、十字形2体、ト形3体の計5体である。本実験では、梁主筋の量と強度を変えて、曲げ降伏先行型(B型)と接合部せん断破壊先行型(J型)の試験体を計画した。十字形試験体では、J-11(梁主筋 $p_t$ 1.75%,USD685)がB型、J-12(同 $p_t$ 3.36%,SD490焼)がJ型で、ト形試験体ではJ-

試験体		柱		梁			接合部	柱軸力
		断面 (コンクリート)	主筋	断面 (コンクリート)	主筋	梁主筋 定着方法	フープ <sup>注</sup>	
J-11	梁曲げ降伏先行型 十字形試験体	400×400 (Fc120)	20-D22 (USD685) pg=4.84%	310×400 (Fc48)	5-D22上下 (USD685) pt=1.75%	接合部内 通し配筋	2-RB7.1@40 (SBPDN1275) pwj=0.45%	3840kN
J-12	接合部せん断破壊型 十字形試験体		20-D22 (SD490焼) pg=4.84%		9-D22上下 (SD490焼) pt=3.36%		Tヘッド定着 Ld=300	
J-13	接合部せん断破壊型 ト形試験体		12-D19 (USD685) pg=2.66%		6-D19上下 (USD685) pt=2.06%	プレートカット定着 Ld=285		4-RB6.2@60 (SBPDN1275) pwj=0.46%
J-01	梁曲げ降伏先行型 ト形試験体	360×360 (Fc120)	12-D19 (USD685) pg=2.66%	280×360 (Fc60)	6-D19上下 (USD685) pt=2.06%	Tヘッド定着 Ld=285	4-RB6.2@60 (SBPDN1275) pwj=0.46%	
J-02	梁曲げ降伏先行型 ト形試験体							

注：接合部のフープ間隔は上下梁主筋間の配筋間隔で、補強筋比は接合部全体に均した値

表-1 試験体一覧

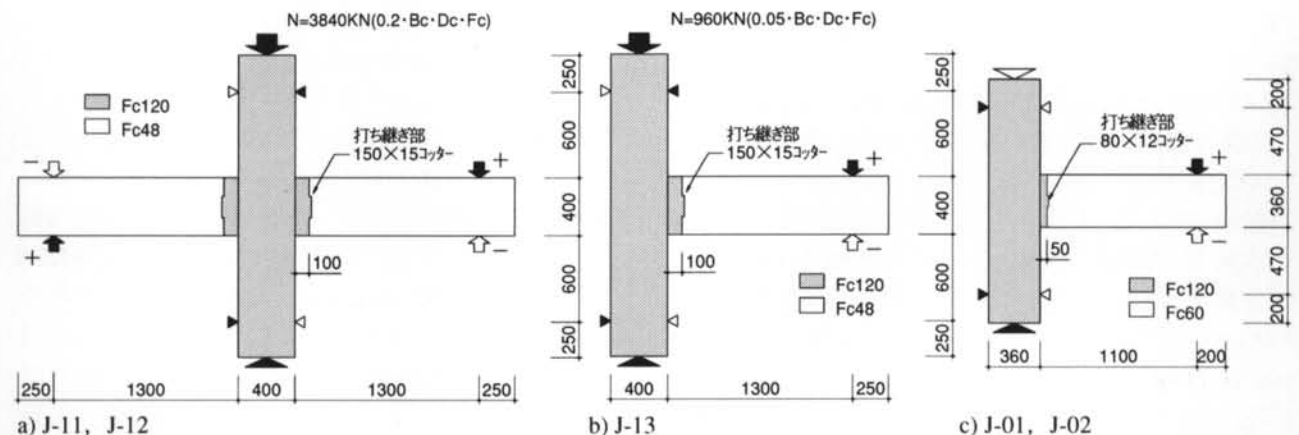


図-1 試験体形状

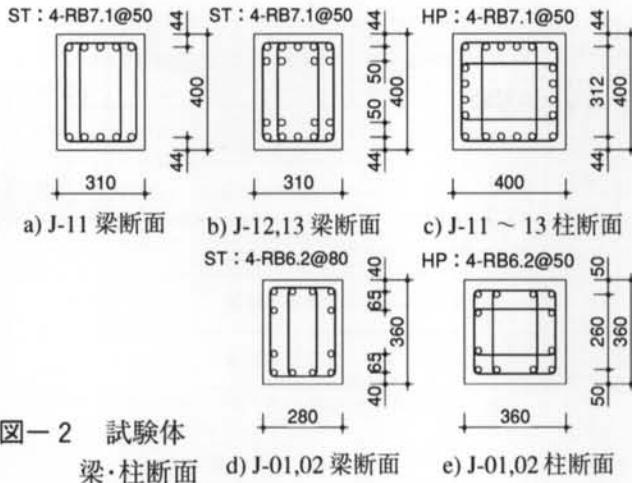


図-2 試験体

梁・柱断面

試験体	使用部位	コンクリート	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	割裂強度 (N/mm <sup>2</sup> )
J-11	柱・接合部	Fc120	112.1	40500	6.60
	梁	Fc48	50.9	34300	3.77
J-12	柱・接合部	Fc120	115.4	40400	6.49
	梁	Fc48	51.3	32700	3.87
J-13	柱・接合部	Fc120	117.2	40700	6.65
	梁	Fc48	52.0	34400	3.59
J-01	柱・接合部	Fc120	127.0	43200	4.50
J-02	梁	Fc60	72.0	39600	4.40

表-2 コンクリート材料試験結果

使用部位	鋼種	径s'	降伏点 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強さ (N/mm <sup>2</sup> )	伸び (%)
J-11 主筋	USD685	D22	692.4	196000	860.2	12.4
J-12 主筋	SD490焼	D22	891.2	182000	993.3	6.5
J-13 主筋	SD490焼	D22	709.5	183000	842.2	7.7
J-01,02 主筋	USD685	D19	722.4	180000	902.0	13.3
J-11~13補強筋	SBPDN1275	φ7.1	1281.6	177000	1373.1	10.4
J-01,02補強筋	SBPDN1275	φ6.2	1386.7	197000	1496.7	11.6

表-3 鉄筋材料試験結果

12と同じ配筋のJ-13がJ型、J-01およびJ-02（同 $p_{t2.06\%}$ , USD685）がB型である。試験体寸法は、J-11~J-13が柱 $B_c \times D_c = 400 \times 400\text{mm}$ 、梁 $B_b \times D_b = 310 \times 400\text{mm}$ で、J-01およびJ-02が柱 $B_c \times D_c = 360 \times 360\text{mm}$ 、梁 $B_b \times D_b = 280 \times 360\text{mm}$ である。接合部配筋を図-3に示す。十字形試験体では梁主筋を接合部内通し配筋とし、ト形試験体では接合部内へ機械式定着した。なお、J-01とJ-02は、定着端部形状のみを変えた試験体である。定着端部形状は、図-4の2種類とし、J-13とJ-02はTヘッド定着、J-01はプレートナット定着とした。これら機械式定着の定着長さは、J-13で300mm（ $0.75D_c, 13.6d_b$ ここに $d_b$ :鉄筋径）J-01およびJ-02で285mm（ $0.79D_c, 15.0d_b$ ）である。

試験体に使用したコンクリートとその材料試験結果を表-2に示す。柱および接合部に使用したコンクリートは、全試験体とも実験時目標強度を $120\text{N/mm}^2$ として調合計画したものを使用した。また、梁に使用したコンクリートは、J-11~J-13では設計基準強度が $48\text{N/mm}^2$ 、J-01およびJ-02では調合強度が

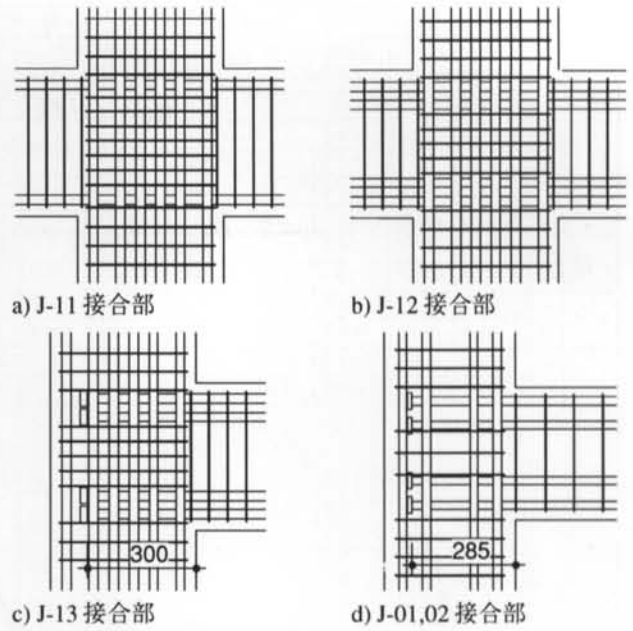


図-3 接合部配筋

$60\text{N/mm}^2$ のものを使用した<sup>注)</sup>。このように、柱と梁で異なるコンクリートとしたが、打継ぎ面の型枠脱型のため、J-11~J-13では柱および接合部を、J-01, J-02では梁のコンクリートを先行打設し、数日経過後

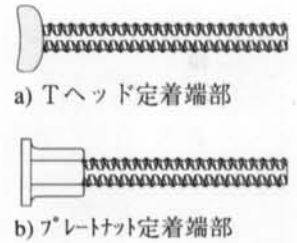


図-4 定着端部形状

に打継ぎ面の型枠を外し、それぞれ残りのコンクリートを打設した。コンクリート打継ぎ面は、図-1のように梁に設け、打継ぎ面にはシアコッターを配置した。なお、コンクリート打設方向は全試験体とも平打ちである。

使用鉄筋と材料試験結果を表-3に示す。B型に計画した試験体の主筋はUSD685材で、J-11をD22、J-01およびJ-02をD19とした。一方、J型に計画したJ-12およびJ-13の主筋はSD490材を焼き入れ処理して強度を高めたD22とした、せん断補強筋は、すべて高強度マルチフープ（SBPDN1275/1420）で、J-11~J-13は径7.1mm、J-01およびJ-02は径6.2mmを使用した。

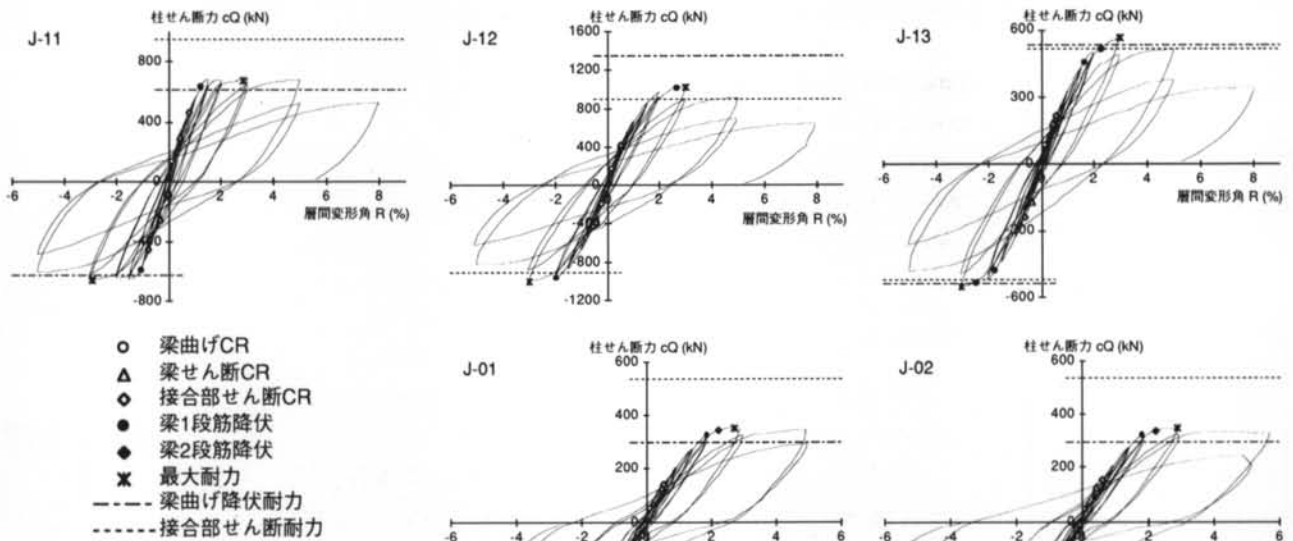
## 2.2 加力および計測計画

加力方法の概要を図-1中に示す。加力は、柱支点位置を支えて梁先端を加力する形式とし、層間変形角 $(R) = 0.125, 0.25, 0.5, 0.75\%$ で各1回、 $R=1.0, 1.5, 2.0, 3.0, 5.0\%$ で各2回ずつ繰返しを行う、変位漸増正負交番繰返し载荷を行った。なお、J-11~J-13で各コンクリートで調合の基準が異なるが、記号としてはすべてFcとして表記を単純化している。

試験体	実験結果											耐力計算値			
	梁曲げCR発生時		接合部せん断CR発生時		梁主筋降伏時				最大荷重時		5%注 耐力低下時	破壊モード	梁 曲げ降伏	接合部 せん断破壊	
	cQ(kN)	R(%)	cQ(kN)	R(%)	1段筋降伏		2段筋降伏		cQ(kN)	R(%)	R(%)		cQ(kN)	cQ(kN)	
J-11	正	136.3	0.13	464.3	0.76	633.9	1.20	2段筋なし		678.6	2.84	5.5	梁曲げ降伏後 接合部せん断破壊	619.1	953.8
	負	-82.4	-0.07	-452.6	-0.76	-585.9	-1.07			-661.2	-2.93				
J-12	正	168.1	0.15	411.9	0.50	1014.3	2.66	—	—	1027.8	2.99	3.8	接合部せん断破壊	1345.8	897.4
	負	-204.6	-0.20	-430.0	-0.54	-966.3	-1.93	—	—	-1002.1	-3.00				
J-13	正	82.4	0.14	214.5	0.54	456.5	1.67	514.1	2.23	563.4	3.00	4.1	梁曲げ降伏後 接合部せん断破壊	535.7	514.3
	負	-57.9	-0.07	-237.1	-0.61	-476.1	-1.74	-530.3	-2.46	-553.3	-3.00				
J-01	正	53.1	0.11	139.0	0.54	327.3	1.86	342.8	2.21	351.5	2.67	—	梁曲げ破壊	298.6	532.1
	負	-53.1	-0.12	-109.1	-0.36	-330.2	-1.88	-324.4	-2.07	-349.5	-2.98	—			
J-02	正	45.4	0.09	154.5	0.62	321.5	1.81	338.0	2.21	347.6	2.86	—	梁曲げ破壊	298.6	532.1
	負	-56.0	-0.13	-145.8	-0.60	-310.9	-1.68	-317.7	-2.06	-344.7	-2.95	—			

表一 4 実験結果一覧

注：荷重-層間変形関係の包絡線上で最大耐力の95%に耐力低下する時点



図一 5 柱せん断力(cQ) - 層間変形角(R)関係

はこれらの繰返しの後、 $R=+8\%$  までの加力も行った。また、J-11およびJ-12は $3840\text{kN}$  ( $0.2B_c \cdot D_c \cdot F_c$ )、J-13では $960\text{kN}$  ( $0.05B_c \cdot D_c \cdot F_c$ ) の一定軸力を作用させた。

計測項目は、荷重、梁先端加力点の変位、接合部変形、柱および接合部フープのひずみとした。

### § 3. 実験結果

#### 3.1 破壊経過

実験結果一覧を表一 4、履歴性状として柱せん断力 (cQ) - 層間変形角 (R) 関係を図一 5、J-11 ~ J-13 および J-02 の最終破壊状況を写真一 1 に示す。載荷に伴う試験体のひび割れは、梁曲げひび割れ、梁せん断ひび割れ、接合部せん断ひび割れ、柱曲げひび割れの順に進展し、いずれの試験体も  $R \approx 3\%$  で最大荷重を示した。

梁曲げ降伏先行型 (B 型) に計画した、梁主筋を

USD685 とした試験体は、すべて梁主筋が降伏したが、梁降伏時の層間変形角は、十字形の J-11 (一段筋のみ) では  $R_y \approx 1.1\%$ 、ト形の J-01, J-02 では、平均で  $R_y \approx 2.1\%$  (一段筋の降伏は約  $1.7 \sim 1.9\%$ ) で、特にト形試験体の降伏時変形が大きいのが特徴的である。これらの試験体のひび割れ状況は、梁降伏時まではほぼ同等であったが、その後の載荷によって、十字形の J-11 は接合部の損傷が、ト形の J-01 および J-02 では、梁端ヒンジゾーンの損傷が顕著となった。この破壊状況と後述する接合部せん断変形成分の推移状況から、実験結果としての破壊性状は、J-11 が梁曲げ降伏後の接合部せん断破壊 (BJ 破壊)、J-01 および J-02 が梁曲げ破壊 (B 破壊) と判断した。

一方、接合部せん断破壊型 (J 型) に計画した試験体のうち、十字形の J-12 では一段目の梁主筋のみが降伏し、二段筋の降伏には至らなかったのに対し、ト形の J-13 では、主筋の焼き入れ後の強度がやや低かったため、二段筋も引張降伏し、梁が曲げ降伏した。なお、J-13 の梁曲げ降伏時の層間変形角 ( $R_y$ ) は、

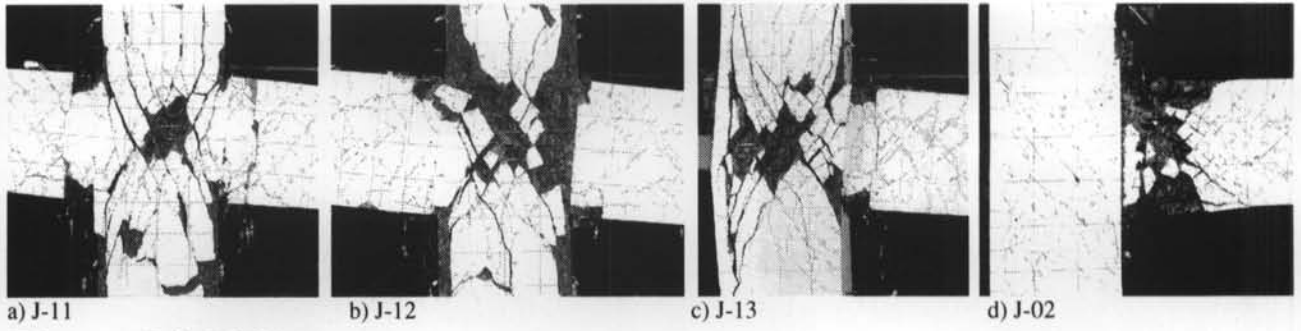


写真-1 最終破壊状況

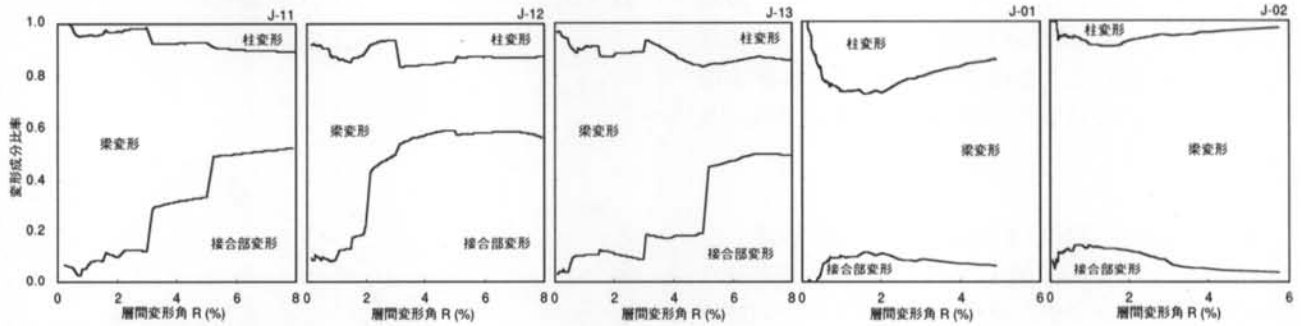


図-6 変形成分の推移

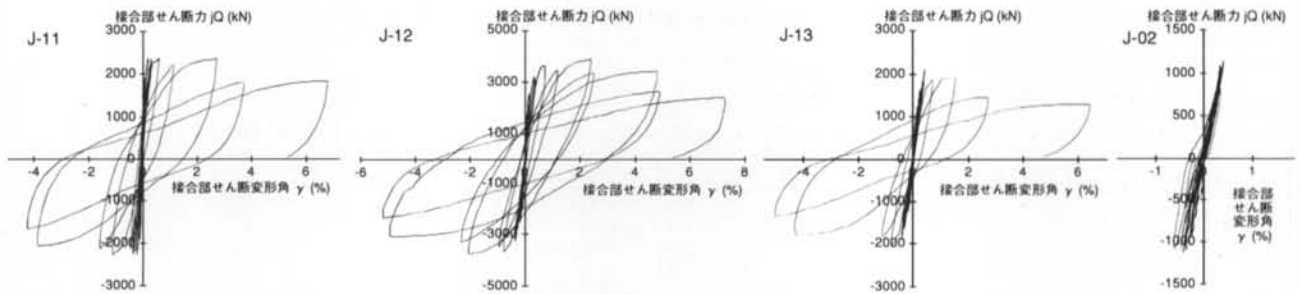


図-7 接合部せん断力(jQ)－接合部せん断変形角(γ)関係

B型のJ-01,J-02とほぼ同等の $R_y \approx 2.3\%$ であった。最終的には、写真-1に示すように、接合部の損傷が著しい様相を呈した。これらは、接合部せん断変形成分も大きかったことから、J-11が接合部せん断破壊（J破壊）、J-13がBJ破壊であると判断した。

### 3.2 変形性状

図-5の柱せん断力(cQ)－層間変形角(R)関係を見ると、いずれの試験体も $R=5\%$ までは大きな耐力低下がなく、スリップの少ない紡錘型の安定した復元力特性を示している。J-11～J-13では、 $R=+8\%$ の加力を行ったが、そのサイクルでは耐力が上がらない様子がみられる。cQ－R関係の包絡線上で、最大耐力の95%に耐力低下する時点を限界変形角( $R_{95}$ )とすると、J-11～J-13では、表-4に示すように、 $R_{95}=3.5 \sim 5.5\%$ と、限界変形に達しているが、 $R=5\%$ までの加力としたJ-01,J-02では、限界変形に達していない。図-6は、全体の層間変形角に占め

る各変形成分の比率の推移を示した図であり、図-7は、接合部せん断力(jQ)－接合部せん断変形角(γ)関係である。ここで、各変形成分は下式のとおりである。

$$R = \theta_c + \theta_b + \theta_j$$

ここに、 $\theta_c$ ：上下の柱変形角の平均

$\theta_b$ ：左右の梁変形角の平均

$\theta_j$ ：接合部せん断変形に起因する回転角

$$\theta_j = (1 - \eta - \lambda) \gamma$$

ここに、 $\eta$ ：接合部高さと柱高さの比

$\lambda$ ：接合部長さと梁長さの比

J破壊あるいはBJ破壊となったJ-11～J-13では、接合部せん断変形に起因する成分が大きく、図-7より、J-11では梁降伏後の $R=+3\%$ の1回目、J-12では梁一段筋降伏前の $R=+2\%$ の1回目、J-13では梁降

伏後のR=3%の1回目のサイクルから $\gamma$ が伸び、以後、急増していることが認められる。一方、B破壊となったJ-01,J-02では、 $\gamma$ の増加はなく、梁が降伏したR=2%以後、梁の変形成分が増加する傾向が認められる。

全試験体の等価粘性減衰定数 ( $h_{eq}$ ) の推移を図-8に示す。 $h_{eq}$ は全試験体ではほぼ同等の大きさであり、R=5%で=20%に達し、J-11~J-13ではR=8%の加力に対しても、 $h_{eq}$ が減少する様子は見られない。ただし詳細には、R=1%~5%の範囲において、BJ破壊となった十字形試験体のJ-11がやや大きく、J破壊の十字形であるJ-12とB破壊のト形であるJ-01,J-02がほぼ同等で、BJ破壊のト形試験体のJ-13がR=3%でやや小さい値を示している。

### 3.3 せん断補強筋ひずみおよび梁主筋応力

J-11~J-13の最大耐力時における、柱および接合部のせん断補強筋ひずみ分布を図-9に示す。J破壊したJ-12の接合部中央の補強筋で、ゲージが断線しているが、それ以外でせん断補強筋が降伏している測定点はない。ひずみの分布状況を見ると、十字形のJ-11およびJ-12が上下ではほぼ対称にひずみを示しているが、ト形のJ-13は、やや上部の引張側にピークが上昇している。これは、十字形では梁主筋が接合部全長にわたって通し配筋されているのに対し、ト形(J-13)では接合部のせいの3/4までの定着であることに起因するものと考えられる。

梁主筋のひずみ測定値から、 $\sigma - \epsilon$  関係をRamberg-Osgoodモデルと仮定して求めた梁主筋応力の、最大耐力時の分布を図-10に示す。最大耐力時における、引張側梁主筋の降伏状況を見ると、J-11は梁端から400mmの範囲の梁主筋、J-12は梁端位置の一段筋のみ、J-13は梁端から600mmの範囲の一・二段筋J-02は同400mmの範囲の一・二段筋が降伏している。一方、圧縮側主筋では、一段筋が引張に転じていることを示す測定値はないが、J-11,J-12では、一段目の圧縮側主筋において、梁端よりも200mm離れた

た位置の圧縮応力の方が大きい。特に、J-11の左梁上端一段筋の圧縮応力は非常に小さく、接合部内の付着劣化が推測される。

## §4. 考察

### 4.1 接合部せん断耐力

韌性保証型指針(以下、指針と略記)では、接合部実験でJ破壊したデータより接合部せん断強度を

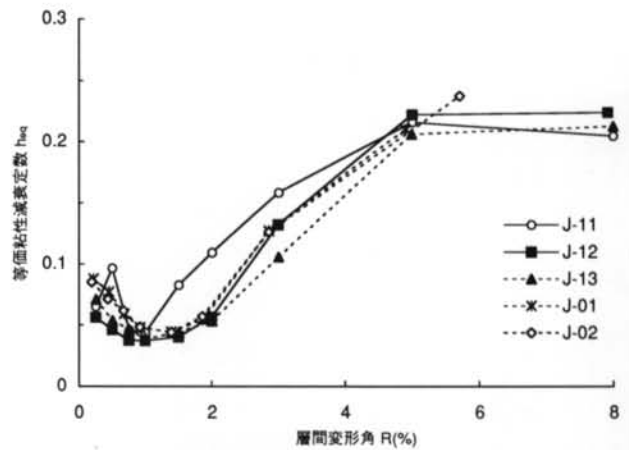


図-8 等価粘性減衰定数の推移

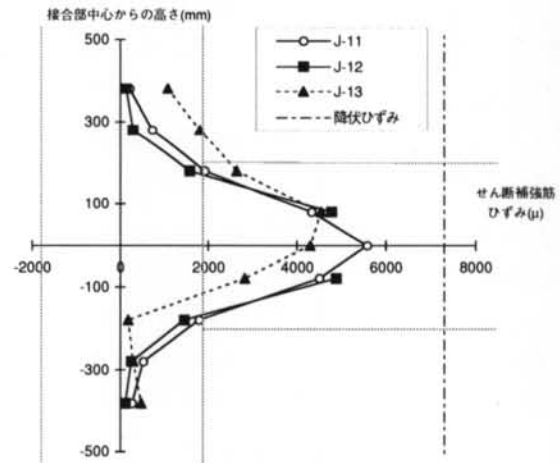


図-9 最大耐力時の柱・接合部補強筋ひずみ分布

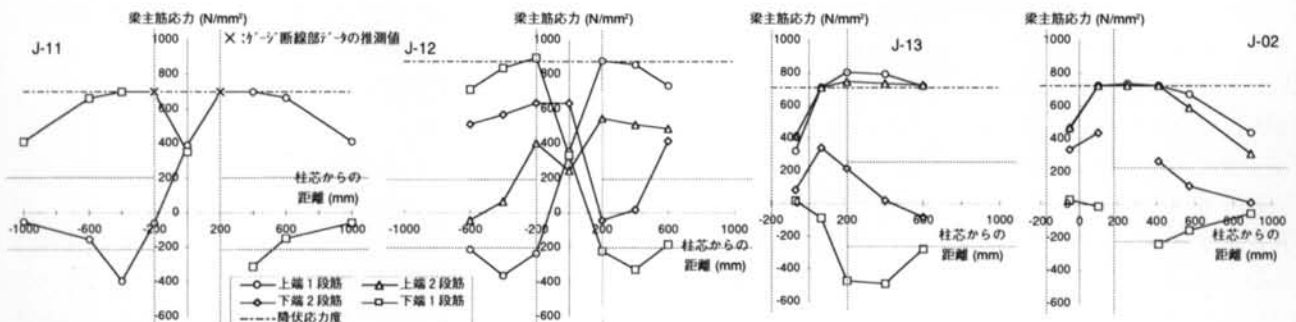


図-10 最大耐力時の梁主筋応力分布

求め、安全側に下限となる設計式を示している。 $\sigma_B \approx 105\text{N/mm}^2$ までの十字形接合部、 $\sigma_B \approx 90\text{N/mm}^2$ までのト形接合部のデータの平均値を与える式が、それぞれ同指針の解説に示されている。図-11は、それらの式による接合部せん断耐力の梁曲げ耐力に対する比と、実験結果の対応を示したものであり、プロットには、本実験のほか、当社で過去に実施した十字形接合部の実験データ<sup>16)</sup>を加えている。80～127N/mm<sup>2</sup>の超高強度コンクリートを用いた試験体の実験結果は、計算値と良い対応を示しており、J破壊の実験値は指針による計算値の1.01～1.14倍、BJ破壊の実験値と略算梁曲げ耐力との比は0.95～1.18倍であった。なお、BJ破壊したJ-13は接合部の損傷も著しく、J破壊の様相が強く現れており、後述する梁主筋の付着も劣化した様子がみられないため、これも接合部せん断強度に達して破壊したものと考えられる。すなわち、このト形接合部の結果も含め、指針の接合部せん断強度式は、Fc120コンクリートを用いた十字形、ト形接合部にも適用できるものと考えられる。

#### 4.2 接合部せん断余裕度と変形性能

指針では、梁の曲げ崩壊型を保証するために接合部せん断耐力に関する強度設計を行うことに加え、十分な塑性変形を確保するためのせん断余裕度について検討することを規定している。図-12は、せん断余裕度、接合部補強筋量、主筋強度をパラメータとする指針式による限界塑性率と実験による限界塑性率( $\mu_{exp} = R_{95}/R_y$ )の対応を示したものである。接合部せん断耐力が梁曲げ耐力を上回る4体の結果をみると、限界変形を確認できたBJ破壊のJ-11およびJ-13では、実験値は計算値と良く対応しており、指針式は $\sigma_B = 120\text{N/mm}^2$ とした接合部せん断耐力に基づくせん断余裕度や、USD685の主筋強度においても適用できるものと考えられる。

一方、B破壊したJ-01、J-02は限界変形に達していないので、指針式を下回るのは当然であるが、計算による限界塑性率は $\mu_{cal} \approx 5$ となり、梁降伏が $R_y \approx 2\%$ 程度であることから、層間変形角10%程度まで耐力低下が5%以下であることが必要となることになる。これはきわめて大きな変形であり、これらの試験体の $R=5\%$ 時の梁端の損傷状況を見ると、 $R_u \approx 10\%$ を確保し得るかどうかには検討の余地がある。すなわち、この前提には、USD685を主筋とした曲げ破壊する梁の変形性能の評価が必要であるが、実際の設計においては、建物の終局限界時層間変形角を $R=5\%$ という過大な値とすることはなく、この評価が不可欠となることはないと考えられる。

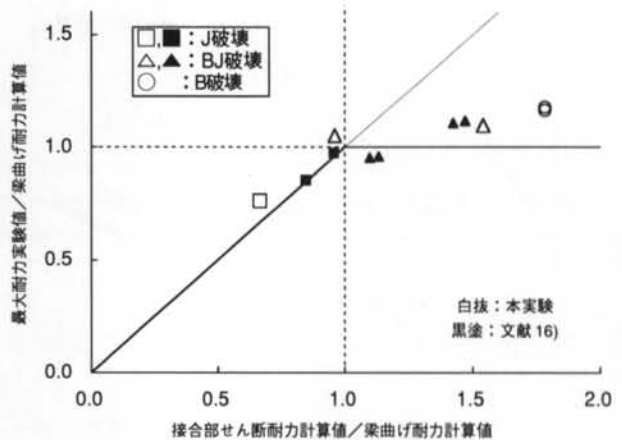


図-11 最大耐力の計算値との対応

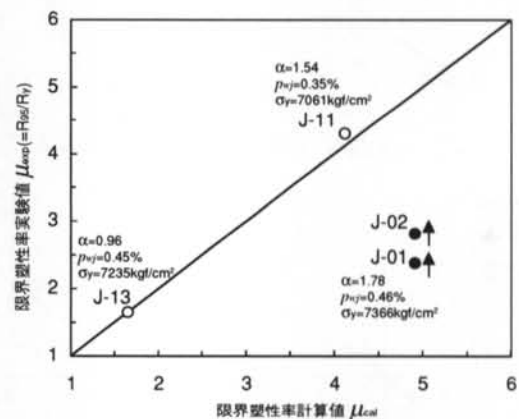


図-12 限界塑性率の計算値との対応

#### 4.3 梁主筋および柱主筋の付着に関する検討

各試験体の梁主筋のひずみ測定値より求めた、梁の上下一段筋の接合部内平均付着応力度の正載荷側包絡線を図-13に示す。B破壊した各試験体は、ひずみゲージの断線により途中までのデータであるが、この範囲においても、J-11の梁主筋の接合部内付着応力度が $R=1.5\%$ で大きく低下している。このことは、J-11は接合部せん断余裕度が十分であるにも拘らず、破壊状況がB破壊からJ破壊に移行していたことに符合しており、塩原らが示す変形モード<sup>17)</sup>のように、接合部内の梁主筋が付着劣化することによって、接合部のひび割れが拡大し、その結果として接合部変形が増大したものと推定される。なお、この試験体の梁主筋の接合部内付着を検討すると、付着応力度 $\tau = 19.0\text{N/mm}^2$ に対して、付着強度 $\tau_u = 17.9\text{N/mm}^2$ となり、付着劣化すると判定される。

ただし、同指針では、付着劣化したとしても、履歴エネルギー吸収性能を確保するための付着指標を実験と解析に基づく研究<sup>8)</sup>より定めている。図-14は、本実験のJ-11に対する付着指標と実験による等価粘性減衰定数を、指針で評価した実験結果とクラ

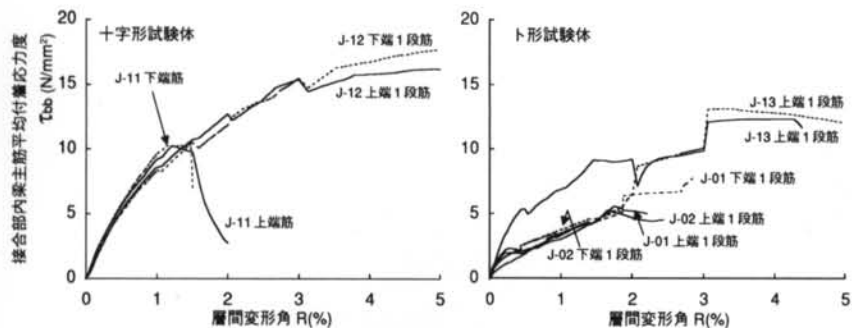


図-13 接合部内梁主筋の平均付着応力度の推移

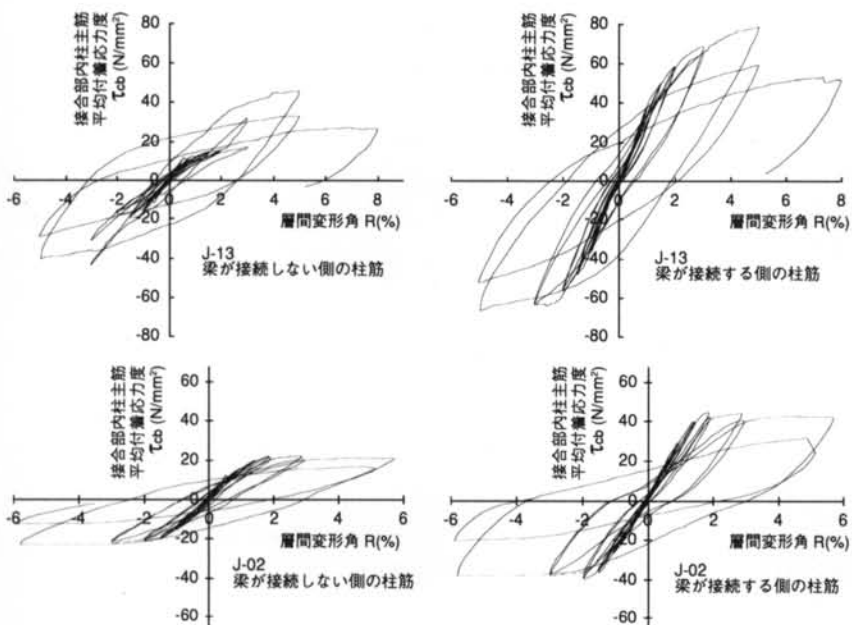


図-15 接合部内柱主筋の平均付着応力度の推移

イテリアの関係図中にプロットしたものである。J-11の結果は、コンクリート  $\sigma_B=51\text{N/mm}^2$ 、主筋  $\sigma_y=469\text{N/mm}^2$  までの既往のプロットの中に位置し、同様の評価が可能であるといえる。

ト形試験体のJ-13およびJ-02の柱主筋の接合部内平均付着応力度を図-15に示す。図中右側は梁が取り付く側の柱主筋で、左側は梁が取り付かない側の柱主筋のグラフである。これらを比較すると、梁が取り付かない側の柱主筋の付着応力度は小さく、柱筋応力が非対称であることがわかる。ト形接合部架構における接合部破壊は、接合部内の柱主筋のうち、特に梁が取り付く側の付着喪失が原因するという指摘<sup>18)</sup>がある。その観点で実験結果をみると、BJ破壊であったJ-13の方が付着応力は大きいものの、B破壊したJ-02と同等の履歴であり、加力中に付着喪失した様子はみられない。また、 $R=5\%$ の2回目や $R=8\%$ では、 $R=5\%$ の1回目 비해、付着応力が低下しているが、これは、荷重が低下していることの結果

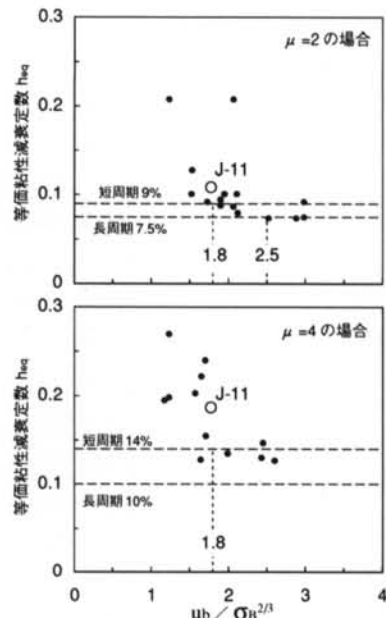


図-14 付着指標と等価粘性減衰定数

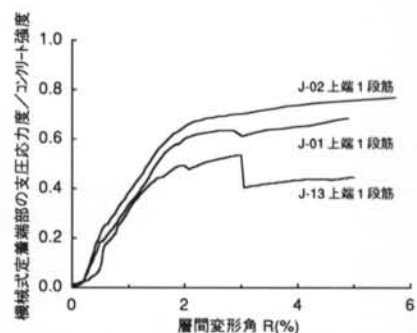


図-16 機械式定着の端部支圧

果としてみることができる。この試験体では、せん断補強筋が最大耐力時に降伏していないことも併せて考えると、本実験においてJ-13がBJ破壊した原因は、柱筋の付着の喪失ではなく、接合部ストラットの破壊と考えられる。

#### 4.4 機械式定着の端部支圧

ト形試験体の上端一段筋の端部機械式定着部における支圧応力度のコンクリート圧縮強度に対する比の正載荷側包絡線を図-16に示す。試験体間で若干の差異はあるが、最大でも、支圧応力度はコンクリート強度の80%以下の留まっており、支圧破壊が生じるような応力レベルには達していない。本実験のト形試験体は、いずれも主筋が降伏していることから、USD685鉄筋をFc120コンクリートを用いた柱梁接合部に本実験程度の定着長さを確保して定着した場合、機械式定着した主筋の降伏する状況でも、支圧破壊は生じないものと考えられる。



## § 4. まとめ

Fc120コンクリートを用いたRC造柱梁接合部に關する部分架構実験の結果として得られた知見は以下のとおりである。

- 1) Fc120コンクリートを用いた柱梁接合部のせん断強度は、Fc60級までのコンクリートに対する強度式で同様に評価できる。
- 2) USD685梁主筋を柱梁接合部に定着した十字形およびト形架構の挙動では、ト形架構の曲げ降伏時の変形がやや過大となる傾向が認められた。
- 3) 十字形接合部に対する梁主筋の通し配筋において、付着強度が梁曲げ降伏時の付着応力度を下回る場合、降伏後に、接合部の損傷およびせん断変

形増大が生じた。しかし、それを含め靱性架構試験体では、指針の評価による変形性能および復元力特性と同等の性能を有することが認められた。

- 4) USD685級の梁主筋を機械式定着した外柱・梁接合部において、定着破壊は生じなかった。実験における定着端部支圧応力度は、支圧破壊が生じるレベルには達しておらず、本実験程度の定着長さを確保すれば、上記強度の組み合わせに対して支圧破壊は生じないものと考えられる。

## 謝辞

本実験を実施するにあたり川鉄テクノワイヤ(株)、東京鉄鋼(株)より材料提供を頂きました。ここに記して謝意を表します。

## <参考文献>

- 1) 国土開発技術研究センター：“平成4年度構造性能分科会報告書”，1993.3.
- 2) 日本建築学会：“建築工事標準仕様書・同解説 JASS5 鉄筋コンクリート工事”，1997.
- 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”，1999.
- 4) 日本建築学会：“鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説”，1999.
- 5) 日本建築学会：“鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説”，1990.
- 6) 石渡康弘，村上秀夫，藤井栄，森田司郎：“鉄筋コンクリート造柱・梁接合部のせん断耐力と変形性能に関するデータベース解析”，日本建築学会大会学術講演梗概集，1995.
- 7) 藤井栄，村上秀夫，山田稔明，森田司郎：“高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部における梁通し筋の付着性状”，コンクリート工学年次論文報告集，1991.6.
- 8) 北山和宏：“鉄筋コンクリート柱・梁接合部の耐震設計に関する研究”，第9回日本地震工学シンポジウム論文集，1994.
- 9) 藤井栄，森田司郎，川上修司，山田稔明：“90°折り曲げ鉄筋の定着耐力の再評価”，日本建築学会構造系論文報告集，第429号，1991.
- 10) 城攻，後藤康明，北野敦則，宮本泰志：“柱梁接合部内90°折曲げ筋の定着耐力に及ぼす柱軸力・側方被り厚等の影響”，コンクリート工学年次論文報告集，1995.
- 11) 河合拓，木村秀樹，岩田昌之，渡井富喜男：“高強度材料を用いたRC柱梁接合部の力学的性状に関する実験的研究”，コンクリート工学年次論文報告集，1997.
- 12) 岡安隆史，永井覚，加藤友康，別所佐登志：“梁曲げ降伏型高層RCチューブ骨組の構造性能に関する実験的研究”，コンクリート工学年次論文報告集，1999.
- 13) 石川裕次，木村秀樹，東端泰夫，角彰：“梁主筋に高強度鉄筋(USD685)を用いた柱・梁接合部の力学性状”，コンクリート工学年次論文報告集，2001.
- 14) 高岸正章，前之園司，友田勇，塩屋俊幸，長澤保紀，塩川英世：“高周波誘導加熱による鉄筋定着端部成形技術の開発”，鉄鋼協会年次論文集(CAMP-ISIJ)，1999.
- 15) 塩屋俊幸，中澤春生，長澤保紀，高岸正章：“Tヘッドバー工法の開発”，コンクリート工学年次論文報告集，2000.
- 16) 河内武，神野靖夫，角陸純一，熊谷仁志：“高強度鉄筋コンクリート柱・梁接合部の構造特性に関する研究(その2)内部柱・梁接合部の挙動に関する実験的研究”，清水建設研究報告，第55号，1992.4.
- 17) 楠原文雄，塩原等：“接合部破壊が先行するRC柱梁接合部の接合部せん断力と接合部破壊の因果関係”，コンクリート工学年次論文報告集，1997.
- 18) サトウ アンフォソ トシイチ，楊成旭，塩原等，小谷俊介：“梁にプレストレスのあるRC外部柱梁接合部のせん断抵抗機構”，コンクリート工学年次論文報告集，2001.

