

# 種々の継手形式を用いた鉄筋コンクリート柱の多数回繰返し加力実験

杉田 稔  
矢部 喜堂  
坂口 昇

## § 1. はじめに

建設省の耐震総合プロジェクトの一環として、日本建築センターのもとに「プレハブ構造接合部委員会」（略称：RPCJ委員会、委員長 明治大学教授 小倉弘一郎博士）が昭和48年9月に発足した。鉄筋コンクリートプレハブ構造物の柱の地震時における崩壊防止を目的として、鉄筋コンクリート造によるラーメンプレハブ構造物で柱に接合部を有する場合、また組立鉄筋工法（先組み工法）などによる鉄筋の継手部を持つ柱の場合について、一体打鉄筋コンクリート柱の実験と同じ载荷方法によって、各種接合法による接合部の性能を調査することが立案された。

当研究所において担当した実験シリーズは、柱主筋を7種類の各種接合法により柱中央部で接合した場合の鉄筋コンクリート造柱について、多数回の交番繰返し水平加力試験を行ない、耐力、変形能力、破壊性状などの挙動を調べることを目的とした実験シリーズである。

また、当研究所独自の計画により、同じ加力装置を用いて柱主筋の継手位置が柱脚部の、地震荷重時には応力の大きくなる部分に設計された場合について追加試験を行ない、力学的な諸性状について先の実験結果と比較検討を行なった。当社施工の鉄筋先組み工法などによるいくつかの建築物などに見られるように、実際の施工例ではむしろ柱脚部において接合が行われる例が多い。そこで設計部、建築技術部との打合わせにより今回の実験が企画された。供試体には、当社が共同開発している“T S式スリーブジョイント”を用いた。

## § 2. 実験概要

### 2.1 試験体

試験体の断面構成は、図-1に示すように実大の柱寸法の約1/2の縮小率として、30cm×30cmの正方形断面に

4-D25、および2-D32、4-D13を主筋とした2種類の主筋配置形をとり、柱中央部に接合部を設けたものをそれぞれ「1型」、「2型」と名づける。また「1型」「2型」と同様の鉄筋配置形で、柱脚部に主筋接合部を設けたものを「3型」および「4型」と名付ける。2型および4型の試験体の計画は、プレハブ部材の接合には太径鉄筋を用いて接合箇所をできるだけ少なくする傾向が強いので、引張鉄筋比を1型とほぼ等しくして太径の主筋を用いた場合を検討することとした。

また、主筋にそっての付着割裂破壊によるコンクリートの破壊面を考慮して、四隅にD13の細径鉄筋を配し、中央部に太径鉄筋を配した断面形とした。

本実験シリーズで対象として取り上げた主鉄筋の継手方法は、表-1に示す試験体記号A~Gまでの7種類である。その他に、比較のため接合部なしの通し鉄筋による1型試験体（試験体記号T）についても合わせて試験した。なお2型試験体については、D試験体を除き柱隅筋のD13を実際の施工条件と一致させるため、鉄筋組立

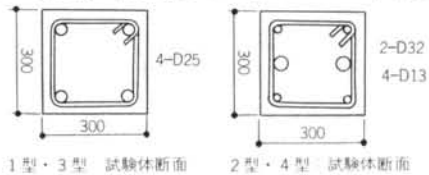


図-1 試験体断面図

試験体記号	鉄筋接合形式	鉄筋接合施工会社名
A	ネジ継手	神 神 戸 製 鋼 所
B	グリップジョイント	神 大 林 組
C	スリーブ(カドウェルド)	岡 部
D	スリーブ(モルタル)	日 曹 マ ス タ ー ビ ル ダ ー ズ 韓
E	ラップジョイント	—
F	グリップジョイント	神 サ ト ー ス リ ー ブ ・ エ ン ジ ン ア リ ン グ
G	ガス圧接	東 亜 圧 接 韓
T	通し鉄筋(接合なし)	—

表-1 鉄筋接合形式

試験体	$p_t$ (%)	$\frac{M}{QD}$	$\frac{N}{bDF_c}$	$p_w$ (%)	帯筋	$d_t$ (cm)	打継部長 $l'$ (cm)
A-1	1.13	2	0.20	2.12	D13-40@	5.0	30
B-1	1.13	2	0.20	2.12	D13-40@	5.0	30
C-1	1.13	2	0.20	2.12	D13-40@	5.3	30
D-1	1.13	2	0.20	2.12	D13-40@	6.5	1
E-1	1.13	2	0.20	2.12	D13-40@	5.0	50
F-1	1.13	2	0.20	2.12	D13-40@	5.0	30
G-1	1.13	2	0.20	2.12	D13-40@	5.0	30
T-1	1.13	2	0.20	2.12	D13-40@	5.0	0
A-2	1.16	2	0.20	2.12	D13-40@	4.7	30
B-2	1.16	2	0.20	2.12	D13-40@	5.0	30
C-2	1.16	2	0.20	2.12	D13-40@	5.2	30
D-2	1.16	2	0.20	2.12	D13-40@	6.6	1
E-2	1.16	2	0.20	2.12	D13-40@	4.8	64
F-2	1.16	2	0.20	2.12	D13-40@	4.8	30
G-2	1.16	2	0.20	2.12	D13-40@	4.8	30
F-3	1.13	2	0.20	2.12	D13-40@	5.0	0
F-4	1.16	2	0.20	2.12	D13-40@	4.8	0

表-2 試験体一覧

鋼材	降伏強度 $\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	引張強度 $\sigma_{max}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 $E_s$ (kg/cm <sup>2</sup> )	伸び率 $\epsilon$ (%)
D32	3871	5739	1.79	24.8
D25	3853	5838	1.84	20.4
D22	3833	5590	2.02	24.2
D13	3596	5265	1.95	19.3
PL9	4993	6142	2.14	23.6

表-3 鋼材の材料試験結果

水セメント比 (o/wt)	スランプ (cm)	細骨材率 (o/vl)	単水量 (kg/m <sup>3</sup> )	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	砂 (kg/m <sup>3</sup> )	砂利 (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤
40.6	18	37.8	205	493	565	956	ビーンゾール C×0.04%

(設計基準強度  $F_c=300\text{kg/cm}^2$ , 砂2.5mm以下, 砂利15mm以下)

表-4 1型・2型試験体コンクリート設計調査表

水セメント比 (o/wt)	スランプ (cm)	細骨材率 (o/vl)	単水量 (kg/m <sup>3</sup> )	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	砂 (kg/m <sup>3</sup> )	砂利 (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤
48.0	18	44.1	191	392	761	971	AE C×0.035%

(設計基準強度  $F_c=300\text{kg/m}^2$ , 砂2.5mm以下, 砂利15mm以下)

表-5 3型・4型試験体コンクリート設計調査表

水セメント比 (o/wt)	スランプ (cm)	細骨材率 (o/vl)	単水量 (kg/m <sup>3</sup> )	セメント (kg/m <sup>3</sup> )	砂 (kg/m <sup>3</sup> )	砂利 (kg/m <sup>3</sup> )	混和剤
44.6	18	37.8	220	493	562	945	ビーンゾール 193cc メント メント 4.84kg

(設計基準強度  $F_c=350\text{kg/cm}^2$ , 砂2.5mm以下, 砂利15mm以下)

表-6 接合部コンクリート設計調査表

材令 (養生条件)	圧縮試験			割裂試験		
	比重 (g/m <sup>3</sup> )	強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (kg/cm <sup>2</sup> )	比重 (g/cm <sup>3</sup> )	強度 (kg/cm <sup>2</sup> )	
1型試験体	4週(空中)	2.27	299	2.49	2.21	16
	4週(標準)	2.31	395	2.87	2.25	25
	試験時(空中)	2.26	303	2.48	2.22	23
2型試験体	4週(空中)	2.28	314	2.44	2.28	20
	4週(標準)	2.34	472	2.89	2.28	24
	試験時(空中)	2.27	325	2.47	2.23	25
3・4型試験体	4週(空中)	2.21	276	2.18	2.18	22
	4週(標準)	2.26	333	2.47	2.24	25
	試験時(空中)	2.19	285	2.11	2.20	22
接合部	4週(空中)	2.26	342	2.38	2.22	26
	4週(標準)	2.29	531	2.87	2.29	31
	試験時(空中)	2.28	445	—	2.26	30

表-7 コンクリートの材料試験結果

て後、継手位置にて切断した。

試験体の設計にあたっては、曲げ破壊がせん断破壊より先行するように計画し、あばら筋の設計には学会終局曲げ耐力式より得られた値から、荒川 min 式を用いてあばら筋比  $p_w$  を求めた。

各試験体の一覧を表-2に示す。引張鉄筋比  $p_t$  および  $p_w$  の算定には鉄筋の公称断面積を用いた。主筋のかぶり厚については、各継手形式によるスリーブなどの外径寸法によりかならずしも一致しないが、できるだけ一様になるように計画した。

1型、および2型の各試験体主筋の接合は柱中央部とし、接合部はコンクリートの打設を後打ちとした。打継部長さは、実際の施工例と合わせて柱幅と同じ30cmを標準値とした。E試験体のラップジョイント形式の試験体については、主筋のラップ長は試験体スケールから主筋径の20倍とし、この長さをコンクリート部の打継部長

とした。D試験体の接合は、本体部コンクリート打設後建起し、たて型にてスリーブ内に鉄筋を落とし込み、打継ぎ目地を10mmとした。

3型および4型の各試験体は、鉄筋の先組み工法を想定しているため、打継ぎ部なしの一体打ちとした。

1型および3型の各試験体の形状および配筋状態の一例を図-2、図-3に示す。

## 2.2 使用材料

### (1) 鋼材

柱主筋に用いたD32およびD25と、スタブ主筋D22にはSD35を用い、あばら筋に用いたD13にはSD30を用いた。

使用した鋼材の材料試験結果を表-3に示す。

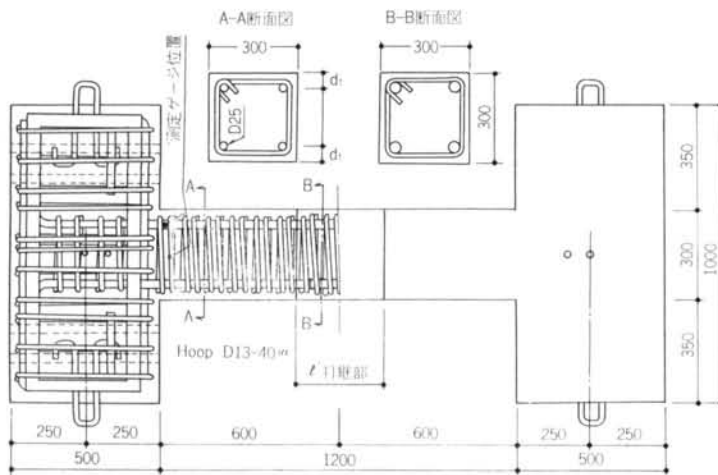


図-2 1型試験体図例 (F-1)

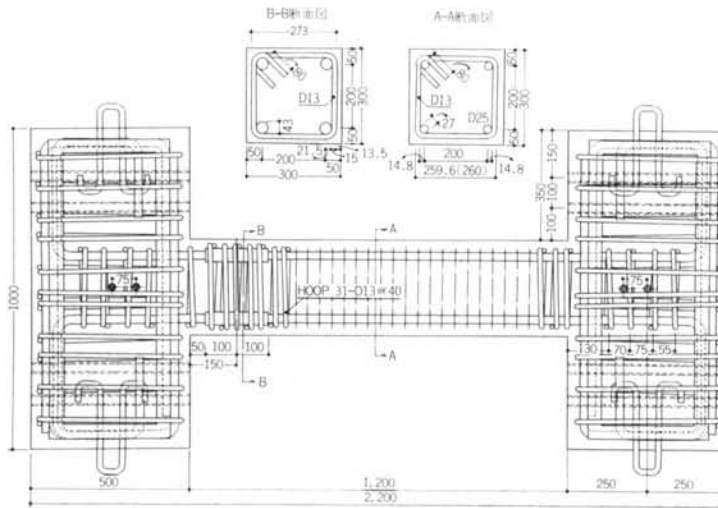


図-3 3型試験体配筋図 (F-3)

### (2) コンクリート

試験体のコンクリートは粗骨材に豆川砂利(最大粒径15mm以下)、細骨材に川砂(粒径2.5mm以下)、セメントには普通ポルトランドセメントを使用した。

設計コンクリート圧縮強度は  $F_c=300\text{kg/cm}^2$  であり接合部コンクリート強度は、通常本体より高強度のものを用いているので  $F_c=350\text{kg/cm}^2$  とした。試験体本体および接合部コンクリートの設計調査表を表-4、表-5、表-6に示す。

試験体のコンクリート打設は、まず本体部を打設し、6日後に接合部コンクリートを打設した。なお、コンクリートの打込みは加力面外直角方向より横打ちに行ない、接合部の後打ちコンクリートも同様とした。コンクリート打設後は屋外放置とした。ただし、打設時期が1

型、2型については厳寒期であったので、打設後1週間ほどは防水シートにて試験体を被って養生した。

コンクリートの材料試験結果を表-7に示す。

表-7に示したように、試験体コンクリート強度は、空中養生による4週強度では、1型試験体…… $F_c=299\text{kg/cm}^2$ 、2型試験体…… $F_c=314\text{kg/cm}^2$ 、3、4型試験体…… $F_c=276\text{kg/cm}^2$ であった。1型、2型についてはほぼ設計強度に一致し、3型、4型については多少低めであった。また1、2型試験体の接合部コンクリートは  $F_c=342\text{kg/cm}^2$  であり、ほぼ設計強度に等しいコンクリート強度を得た。

## 2.3 加力方法

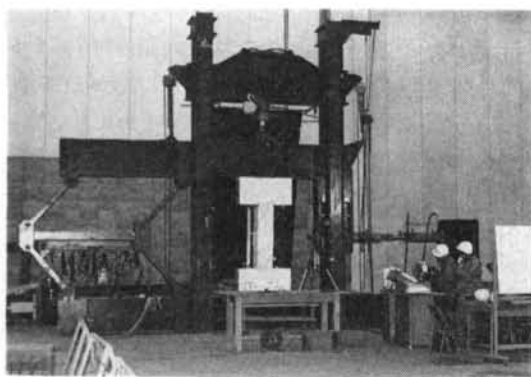
試験体の加力は、建設省建築研究所所有の建研式加力装置<sup>1)</sup>を使用した。

試験体をPC鋼棒にて固定し、一定柱軸力  $N=54\text{t}$  ( $\sigma_0=60\text{kg/cm}^2$ )を加え、水平方向の正負繰返し加力を行なった。加力状況を表-1に示す。

水平方向の正負繰返し加力のサイクルは、建研RC短柱委員会で決定したサイクルに準じて、変位制御にて48サイクルの加力を行なった<sup>2)</sup>。

## 2.4 測定方法

測定は柱頭と柱脚間の相対変形量に主眼をおき、柱の



写真—1

軸方向変形量の測定と合わせて変位計にて測定した。

各試験体の主筋には柱頭、柱脚における歪量を、また柱あばら筋についても想定曲げひびわれの発生位置の歪

量をワイヤーストレインゲージを貼付して測定した。

歪度測定位置を図—2、図—3の試験体図のなかに示す。

### § 3. 実験結果

#### 3.1 実験結果の一覧

各試験体の諸ひびわれ荷重、降伏荷重、降伏変形、最大荷重、破壊モード、諸剛性などをまとめて表—8、および表—9に示す。また、実験値と計算値との比較値を表—8、および表—9の中に示した。

この各荷重の定義、および各計算値を導いた計算式は以下に示すようなものである。

##### (1) 曲げひびわれ荷重 ( $Q_{BC}$ )

試験体	曲げひびわれ荷重 $Q_{BC}$		曲げせん断ひびわれ荷重 $Q_{BSC}$		せん断ひびわれ荷重 $Q_{SC}$		降伏荷重 $Q_y$		コンクリート圧壊荷重 $Q_{CC}$		最大耐力			付着ひびわれ荷重 (ton)	靱性度	破壊モード
	実験値 (ton)	計算値 (ton)	実験値 (ton)	計算値 (ton)	実験値 (ton)	計算値 (ton)	実験値 (ton)	計算値 (ton)	実験値 (ton)	計算値 (ton)	実験値 (ton)	学會式	計算値 (ton)			
A-1	7.0	0.96	14.5	1.14	17.0	2.61	23.3	1.03	25.7	1.13	27.0	1.15	1.14	19.0	A	F→ST→B→C
B-1	9.0	1.23	17.0	1.34	23.1	3.55	23.1	1.02	25.4	1.11	25.9	1.11	1.09	21.9	A	F→ST→B→C
C-1	7.0	0.96	15.0	1.19	19.0	2.96	22.3	0.99	25.0	1.01	25.1	1.09	1.07	23.1	A	F→ST→B→C
D-1	7.0	0.98	13.0	1.07	19.0	3.17	22.5	1.06	24.9	1.18	23.9	1.14	1.08	20.0	B	F→ <sup>B</sup> <sub>ST</sub> →C
E-1	8.5	1.16	21.0	1.66	24.3	3.73	24.4	1.08	26.4	1.16	26.9	1.15	1.14	17.0	A	F→ST→B→C
F-1	9.5	1.23	19.5	1.54	23.4	3.59	23.4	1.03	26.0	1.14	26.1	1.12	1.10	24.2	A	F→ST→B→C
G-1	7.0	0.96	16.0	1.26	21.4	3.29	22.5	0.99	26.1	1.14	26.3	1.12	1.11	22.0	A	F→ST→B→C
T-1	6.0	0.82	15.1	1.18	18.6	2.85	22.5	0.99	26.1	1.14	26.1	1.11	1.10	19.0	A	F→ST→B→C
平均	—	1.03	—	1.30	—	3.22	—	1.02	—	1.13	—	1.12	1.10	—	—	—
A-2	8.0	1.08	16.5	1.27	21.3	3.14	24.3	1.03	25.1	1.05	25.9	1.06	1.06	20.1	A	F→ <sup>B</sup> <sub>ST</sub> →C
B-2	8.5	1.15	15.0	1.16	18.0	2.69	24.5	1.05	26.5	1.12	26.5	1.09	1.09	22.4	A	F→ST→B→C
C-2	7.5	0.95	18.5	1.40	17.0	2.57	25.0	1.08	24.1	1.03	26.0	1.09	1.08	20.8	A	F→ST→B→C
D-2	8.0	1.10	16.0	1.29	21.0	3.42	23.3	1.07	21.4	0.98	24.6	1.13	1.10	20.8	B	F→ <sup>B</sup> <sub>ST</sub> →C
E-2	9.0	1.22	16.0	1.23	21.3	3.16	22.0	1.94	24.6	1.03	26.4	1.09	1.08	18.8	A	F→ <sup>B</sup> <sub>ST</sub> →C
F-2	10.0	1.35	15.0	1.16	17.0	2.52	25.7	1.09	25.0	1.05	26.4	1.08	1.08	21.0	B	F→ST→B→C
G-2	9.5	1.29	21.0	1.62	24.8	3.68	27.1	1.15	27.1	1.14	27.0	1.11	1.11	22.8	B	F→ <sup>B</sup> <sub>ST</sub> →C
平均	—	1.16	—	1.30	—	3.47	—	1.06	—	1.06	—	1.09	1.09	—	—	—
F-3	6.8	0.94	16.0	1.28	20.5	3.30	23.1	1.04	21.9	0.98	25.7	1.08	1.08	22.0	A	F→ST→ <sup>B</sup> <sub>C</sub> →C
F-4	6.6	0.90	16.0	1.27	22.0	3.45	25.2	1.09	25.2	1.08	26.0	1.11	1.07	20.0	B	F→B→ST→C

表—8 実験結果一覧表

試験体	初期剛性		降伏点剛性		降伏時変形 $\delta_y$ (mm)
	実験値 (t/cm)	実験値 計算値	実験値 (t/cm)	実験値 計算値	
A-1	84.2	0.89	27.6	1.01	8.32
B-1	68.2	0.72	27.3	1.00	7.35
C-1	81.6	0.87	26.0	0.97	8.95
D-1	86.0	0.94	21.4	0.88	9.14
E-1	90.0	0.95	30.6	1.11	8.23
F-1	98.0	1.03	25.2	0.92	7.40
G-1	87.0	0.92	27.6	1.01	7.36
T-1	98.4	1.04	31.5	1.15	7.07
平均	—	0.92	—	1.01	—
A-2	83.3	0.84	30.3	1.06	9.91
B-2	81.8	0.83	29.6	1.02	9.23
C-2	73.8	0.75	26.9	0.94	11.45
D-2	76.9	0.81	22.2	0.86	11.17
E-2	121.2	1.23	22.8	0.78	6.84
F-2	122.0	1.23	26.7	0.91	11.69
G-2	93.5	0.95	27.3	0.93	10.90
平均	—	0.93	—	0.93	—
F-3	—	—	28.9	1.13	7.71
F-4	94.0	0.85	24.9	0.79	11.05

(いずれも正荷重のみ)

表-9 実験結果一覧表 (剛性)

$$\text{計算式 } M_{BC} = 1.8\sqrt{F_c} \cdot Z_e + N \cdot D / 6$$

$$Q_{BC} = 2M_{BC} / h$$

(2) 曲げせん断ひびわれ荷重 ( $Q_{SBC}$ )

曲げひびわれが斜めに柱とスタブの隅角部に向かって進展し、柱材軸となす角度が  $60^\circ$  以下になったひびわれの曲がりはじめの荷重値をもって示した。

$$\text{計算式 } Q_{SBC} = 0.265bd\sqrt{F_c} + \frac{M_{BC}}{(M/Q_d - d/2)}$$

(Sozen 式)

(3) せん断ひびわれ荷重 ( $Q_{SC}$ )

部材の腹部から生じ、ほぼ材軸と  $45^\circ$  の角度に進展、または発生したひびわれの生じ始めの荷重。

$$\text{計算式 } Q_{SC} = \left\{ \frac{0.065 k_c (500 + F_c)}{M/Q_d + 1.7} \right\} bj$$

(荒川式)

(4) 付着ひびわれ荷重 ( $Q_B$ )

主筋上に主筋に沿って斜めのひびわれが発生したときの荷重。

(5) 降伏荷重 ( $Q_y$ )

柱部材の引張側主筋が降伏ひずみに達したときの荷重で、正負加力時の両者の平均値で示した。計算値は  $e$  関数法<sup>4)</sup>によって求めた。計算に用いた各定

試験体	1型試験体	2型試験体	3型試験体	4型試験体
	$f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3,853	3,871	3,797
$\alpha f_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )	3,596	3,596	3,843	3,843
$F_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	303	325	285	285
$E_c$ ( $\times 10^8$ kg/cm <sup>2</sup> )	2.52	2.63	2.33	2.33
$\epsilon \epsilon_c$ (%)	0.210	0.213	0.207	0.207

表-10  $e$  関数法に用いた  $f_y, \alpha f_y, F_c, E_c, \epsilon \epsilon$

数を表-10に示す。

降伏時変形 ( $\delta_y$ ) は、正荷重にて引張側鉄筋が降伏ひずみに達したときの变形量を示した。

(6) コンクリートの圧壊荷重 ( $Q_{ce}$ )

柱部材の圧縮側コンクリートがクラッシュして圧壊を生じ始めたときの荷重。計算値は  $e$  関数法により圧縮側縁コンクリートが  $\epsilon \epsilon_B$  に達したときの荷重算定値により求めた。

(7) 最大耐力 ( $Q_{max}$ )

試験時の正負最大荷重の平均値をもって最大荷重値とした。実験値を  $e$  関数法による計算値と学会式によるものと両者の比較検討を行なったが、ほぼ同様な結果を得たので、表-8には学会式による比較値を示した。

$$\text{計算式 } Q_{max} = \frac{2}{h} \left\{ 0.8\alpha_1 \sigma_y D + 0.5ND \left( 1 - \frac{N}{bDF_c} \right) \right\}$$

(学会式)

また、荒川 min 式によりせん断終局耐力 ( $Q_u$ ) を求めて最大荷重値  $Q_{max}$  と比較検討した。

計算式

$$Q_u = \left\{ \frac{0.092 k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{M/QD + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \cdot \sigma_y} \right\} bj$$

(荒川 min 式)

(8) 初期剛性

初ひびわれ発生時の剛性を求めた。表-9には正荷重時の値を示した。

$$\text{実験値 } tK_e = Q_{BC} / \delta_e$$

$$\text{計算式 } \epsilon K_e = 1 / \left( \frac{h^3}{12E_c I_e} + \frac{2\kappa h}{AG} \right)$$

$$G = \frac{E_c}{2(1+\nu)} \quad \nu = \frac{1}{6} \quad \kappa = 1.2$$

(9) 降伏点剛性

降伏点剛性は、荷重変形曲線の原点と降伏点を結んだ直線のセカンド・モデュラス  $Q_y / \delta_y$  として求めた。

$e$  関数法引張鉄筋降伏時の剛性  $K_{ey}$ ,  $0.8Q_{max}$  時の剛性  $K_{0.8Qmax}$  と弾性剛性  $tK_e$ , および管野式

による値  $K_S$  との比較を行なった。

表-9には、 $K_{ey}$  と管野式による計算値との比を示した。

$$\text{計算式 } K_{ey} = Q_{ey} / \delta_y$$

$$K_S = {}_t K_e \cdot \alpha_y$$

(0) 靱性度

靱性度 (ductility) の等級を表わすものとしてA, Bで示した。

A:  $P_{31} \sim P_{91} \geq 0.80 P_{\max}$  である時

B:  $P_{31} \sim P_{91} \geq 0.75 P_{\max}$  である時

なお  $P_{31} \sim P_{91}$  とは繰り返し加力時の塑性率  $\mu = 2 \sim \mu = 6$  までの各サイクルの最大荷重値を意味する。

(1) 破壊モード記号

試験体の破壊モードを次の記号にて表示した。

F: 曲げ降伏

ST: せん断破壊 (Shear tension)

B: 付着破壊

C: 圧壊

1型~4型試験体の荷重-変形曲線の一例を図-4~図-7に示す。

3.2 ひびわれおよび破壊状況

各試験体のひびわれ発生状況の一例を図-8~図-11に示す。

また、最終加力時の各試験体の変形、およびひびわれ発生状況を写真-2~写真-5に示す。

3.3 繰り返し加力による耐力低下

繰り返し加力による耐力低下の割合の一例を図-12~図-13に示す。耐力低下のグラフの縦軸は、実験による繰返し時のピーク荷重  $P_i$  と、実験時の正負最大荷重の平均値  $P_{\max}$  の比を表わし、横軸は各荷重段階で荷重階を示す。

3.4 ひずみ測定結果

主筋と帯筋の荷重-ひずみ曲線の一例を図-14, 図-15に示す。

また、主筋のひずみ分布の例をF型試験体を例に図-16, 図-17に示す。主筋応力の弾性範囲内を  $P_{11}$  で示す。また、 $P_{21}$  では降伏を越えた塑性域でのひずみ分布を示す。

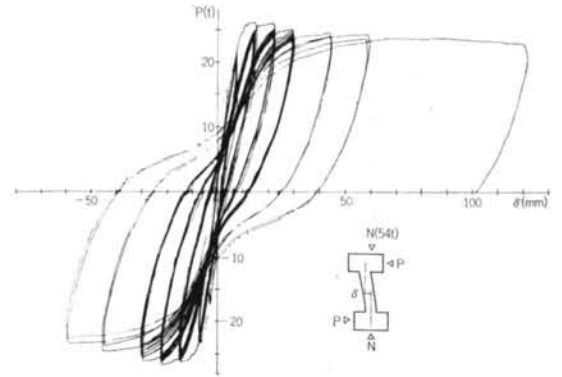


図-4 P-δ 曲線 (F-1)

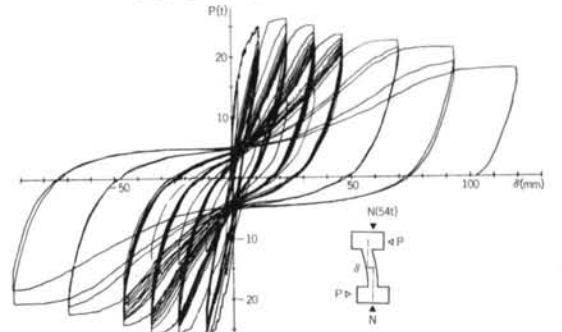


図-5 P-δ 曲線 (F-2)

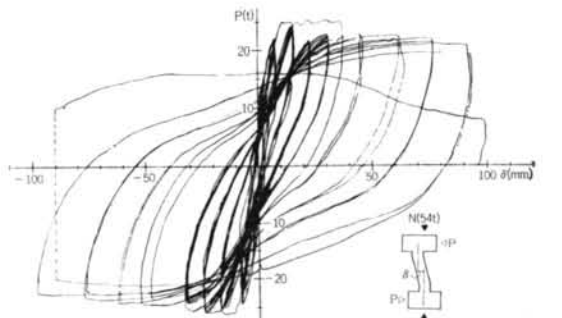


図-6 荷重-変形曲線 (F-3)

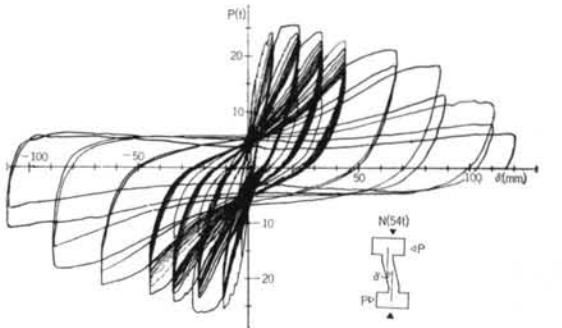


図-7 荷重-変形曲線 (F-4)

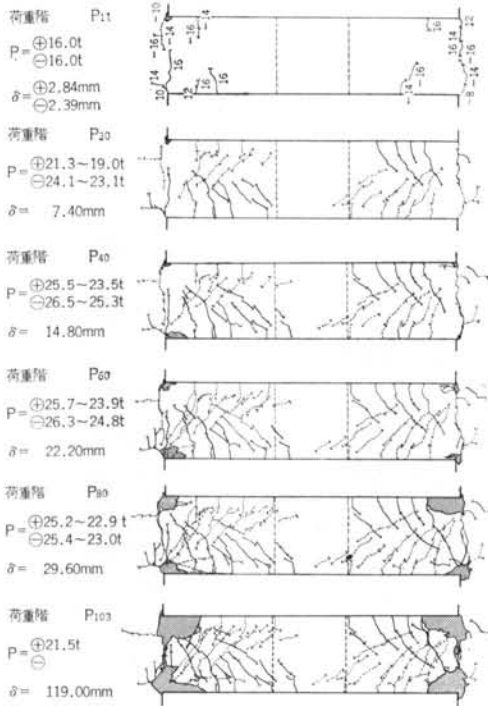


図-8 ひびわれ発生状況 (F-1)

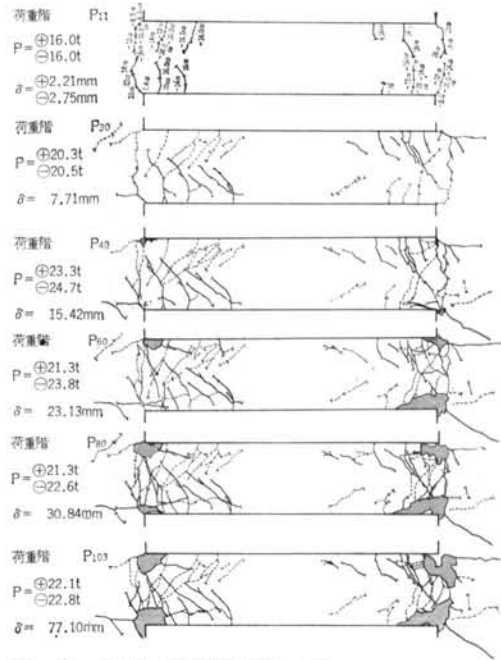


図-10 ひびわれ発生状況 (F-3)

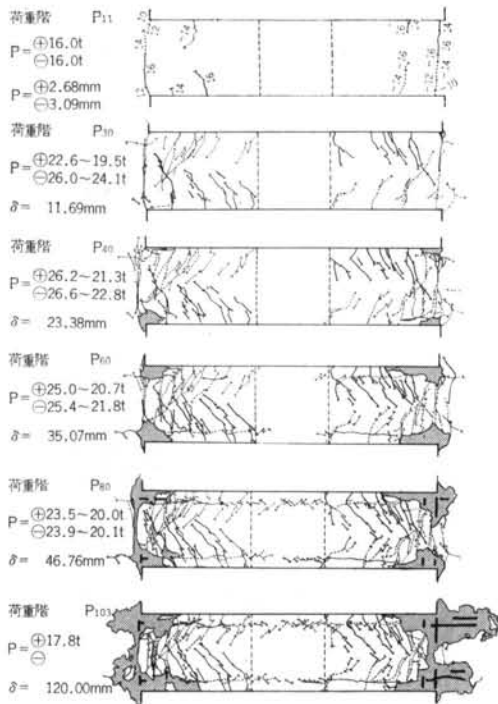


図-9 ひびわれ発生状況 (F-2)

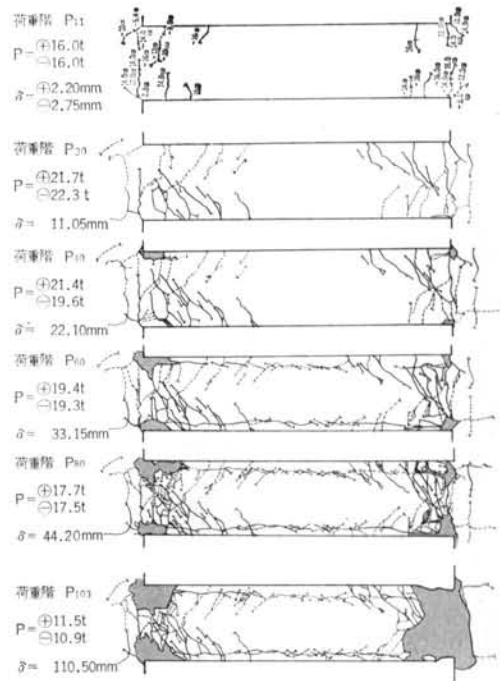


図-11 ひびわれ発生状況 (F-4)

## § 4. 実験結果の考察

### 4.1 破壊状況について

1型, 2型の全試験体とも塑性率  $\mu=2(\delta=2\delta_y)$  の変形までに, 曲げひびわれ, 曲げせん断ひびわれ, せん断

ひびわれの順にひびわれがほぼ発生した。1型, 2型の全試験体とも曲げ破壊にて終局にいたり, 曲げ降伏圧壊型の破壊モードを示した(表-8参照)。

1型試験体では, ほとんどの試験体は接合部にはほとんどひびわれが発生せず健全であった。また, 柱主筋に



写真-2

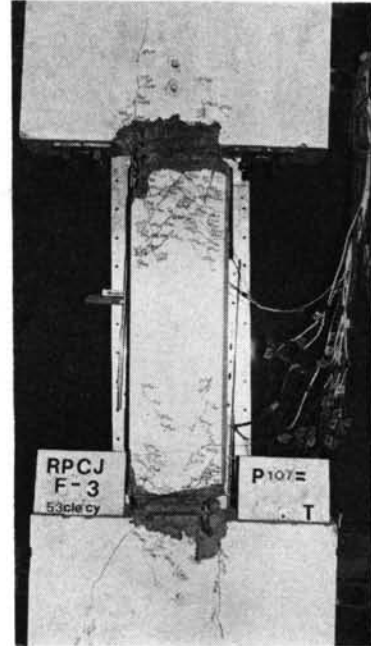


写真-4

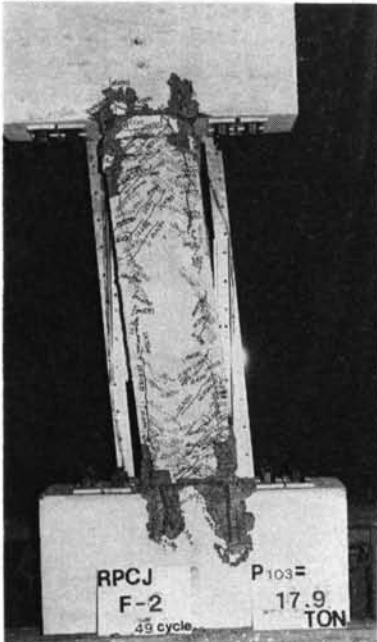


写真-3

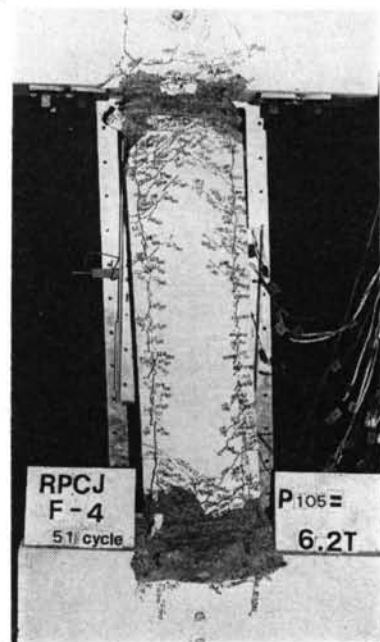
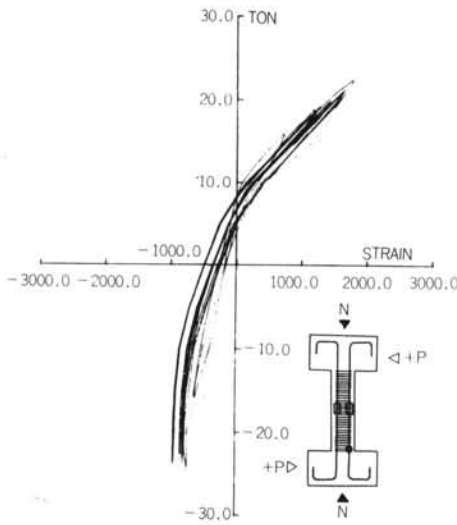


写真-5

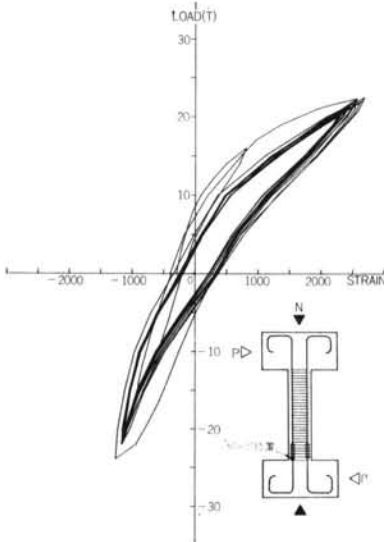


そっての付着きれつはあまり見られなかった。一方、2型試験体では、**図-9**に示されるように接合部内においても主筋にそっての付着ひびわれが発生し、とくに側面の太い主筋にそって顕著に表われ、 $\delta=8\delta_y$ の変形加力までにはほぼ主筋にそっての付着ひびわれが上下につながった。しかし、変形部材角 $R=1/10$ の変形に至っても付着割裂破壊によるコンクリートのはく落はほとんど見られなかった。

3型、4型試験体については、塑性率 $\mu=1$ の主筋降伏時の変形に達するまでに、曲げひびわれ、曲げせん断ひびわれの順にひびわれが発生し、主筋に沿った付着ひ



**図-14** 主筋荷重-ひずみ曲線 (F-1)

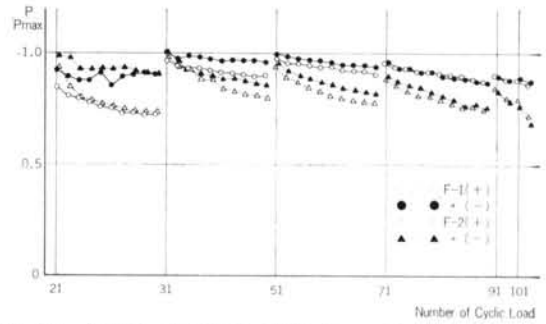


**図-14'** 主筋荷重-ひずみ曲線 (F-3)

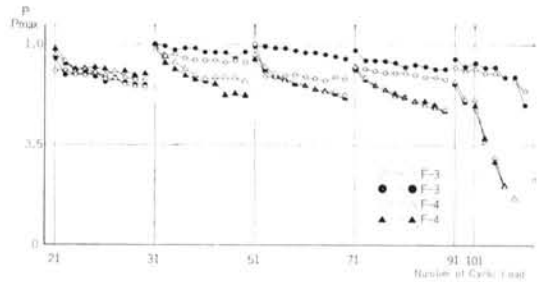
びわれもせん断ひびわれとほぼ同時に生じた。コンクリートの圧壊は、F-3では $\mu=1$ での繰り返しの加力によって生じたが、F-4では $\mu=1$ に達すると同時に圧壊が生じた。

最大耐力は、両試験体とも $\mu=2$ で得られ、その後耐力は低下し、最終的には柱端部のコンクリート圧壊、はく落によって破壊に至った。したがって、破壊モードとしては曲げ降伏圧壊型といえる。

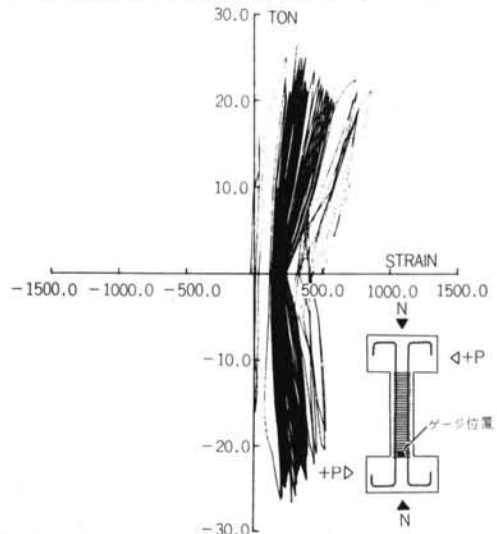
ひびわれの分布に関しては1型、2型の試験体では、



**図-12** 繰返しによる耐力低下曲線 (F-1, F-2)



**図-13** 繰返しによる耐力低下曲線 (F-3, F-4)



**図-15** 帯筋荷重-ひずみ曲線1例 (F-1)

柱頭、柱脚にはほぼ均等に分布したが、F-3、F-4の継手位置を柱脚部に設けた場合は、柱頭では曲げひびわれが端部より柱1/3あたりまで徐々に広がってくるのに対し、柱脚ではスリーブのある部分にひびわれが少なく、スリーブ位置と試験体スタブ（はり）とのわずかな間に集中してひびわれが生じている。

付着ひびわれは、2型試験体と同様、F-4試験体では主筋D32に沿ってはやくから側面に現われ、 $\mu=2$ ではほぼ全長に発生した。さらに、D13に沿った付着ひびわれも $\mu=3$ で全面に生じ、端部では付着割裂によるコンクリートのはく落が一部みられ、D13は $\mu=8$ で座屈を生じ、 $\mu=10$ で次々に破断した。

#### 4.2 ひびわれ発生荷重

表-8に示すとおり、曲げひびわれ発生荷重について

は実験値と学会式による計算値との比は、各試験体0.90~1.35の間に分布し、平均すると1型試験体では1.03、2型試験体では1.16の値となり、曲げひびわれの発生荷重の実験値と計算値は良好な一致を示した。

曲げせん断ひびわれの発生荷重については、Sozen式にて算定した解析値よりも実験値がいずれも上廻った結果を示し、平均してほぼ30%程の大きな値を示した。これは、曲げひびわれからせん断型に順次ひびわれが伸展していく過程においてどの時点で曲げせん断ひびわれと判断し、どの時点でせん断ひびわれとするかのむずかしい判断を必要とし、判定時期が遅れるので多少実験値が大きくなる傾向を示しているものと思われる。

せん断ひびわれ発生荷重については、実験値が荒川式による計算値よりいずれも大きな値を取り、その比率は3倍を大きく越えた値となっている。

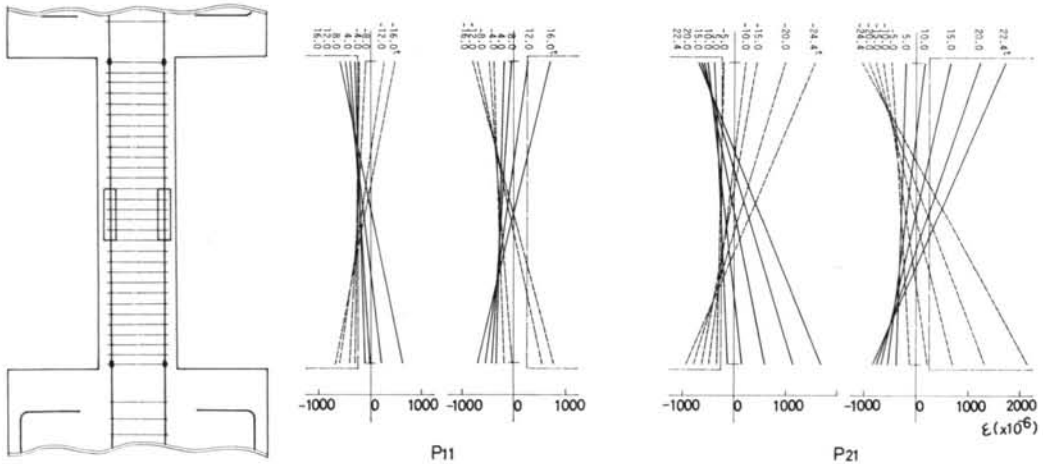


図-16 主筋ひずみ分布図 (F-1)

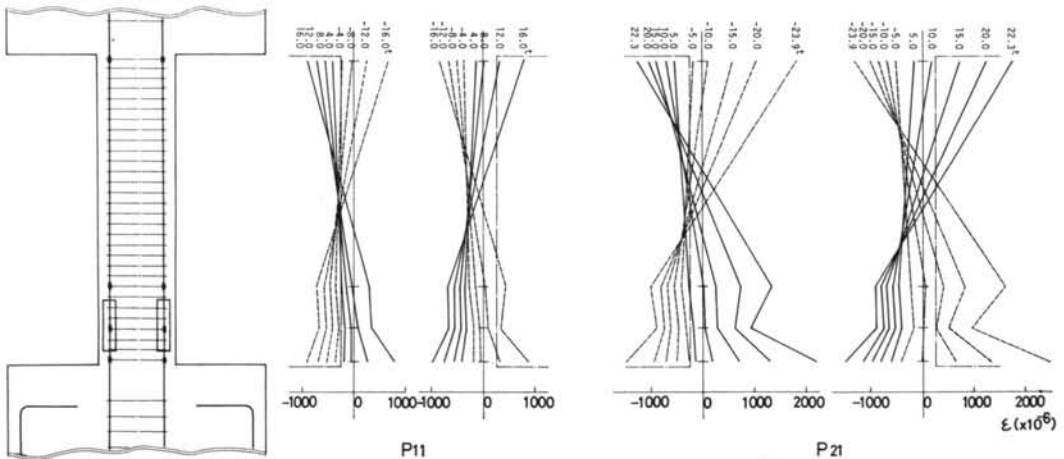


図-17 主筋ひずみ分布図 (F-3)

#### 4.3 剛性

表-9に示すように、初ひびわれ発生時、および主筋降伏時の剛性ともに実験値は管野式による計算値とほぼ一致した値が得られた。

#### 4.4 降伏荷重

いずれの試験体も曲げ降伏を生じ、その実験値と $e$ 関数法による解析値との比は、1型、2型の各試験体とも平均値は1.02と1.06でありかなりの良い一致を示した。3型、4型試験体も1.04、1.09と同様に良い一致を示した。

#### 4.5 最大耐力

最大耐力については、学会の曲げ終局強度式による計算値と実験値との比、また荒川 min 式によるせん断終局荷重算定値と実験値との比較をみると、いずれも算定値より実験値は上廻っているが、平均的には約10%程の増におさまっており、かなり良い一致を示した。

#### 4.6 繰返しによる耐力低下

耐力低下については図-12に示した例のごとく、1型試験体については、48サイクルの加力後の塑性率 $\mu=8$ の変形に至ってもほぼ20~28%の低下率であって、かなり良い性状を示した。

2型試験体については、一般に1型試験体よりも多少大きめな低下を各継手形式とも示した。しかし低下率は大きくとも30%ほどであり、あまり大きな耐力低下を示さずほぼ良好な傾向を示した。

F-3、F-4の各試験体については図-13に示したごとく、F-3試験体では $\mu=8$ の変形に至っても耐力低下20%以内であるのに対し、F-4試験体では50%近くまで耐力低下を示した。ただし、両試験体の $\mu=1$ 、すなわち主筋降伏時の変形量 $\delta_y$ の値が異なっており、F-4の変形量が大きかった。そのため、 $\mu=8$ のときの層間変形角は、F-3では $R=0.051$  rad.、F-4では $R=0.074$  rad.である。この降伏変形量の差異が耐力低下の割合の違いに大きな影響を与えているものと思われる。

#### 4.7 変形反曲点位置について

試験体F-1、およびF-3の主筋に貼付したW.S.Gの各荷重階ごとのひずみ分布の一例を図-16、図-17に示した。F-1については、弾性内と降伏変形での繰返し加力においても、柱の反曲点位置は柱高中央にあり、上下ともきれいな対称を示している。

F-3の継手位置を柱脚部に設けた場合は、降伏変形に至るほど反曲点位置は柱頭側に上昇する傾向を示している。これは継手部のスリーブを含めた剛性が、他の主筋の剛性に比してかなり大きいことによるものと考えられ、見掛上継手部のスリーブ位置まで剛域であるかのような挙動を示した。また、スリーブ下端の主筋のひずみ量がかなり大きな値を示している。

このような傾向は、先に述べた試験体のひびわれ分布にも現われており、継手位置の違いによる影響がかなり顕著に現われた。

## § 5. まとめ

主筋継手位置を柱高の中央部に設けた場合についての1型、2型の試験結果では、各接合法によるスリーブなどの外径の違いにより、主筋のかぶり厚寸法の違いが生じた。このかぶり厚寸法の違いにより最大耐力などに差違が生じたが、接合法の違いによる優位差はそれ程顕著には見られなかった。

本シリーズに採用したごとく、 $M/QD=2.0$ 程度の柱で、コンクリート強度が比較的高く、 $p_w=2.0\%$ 程のあばら筋比補強された場合、柱中央部に主筋の継手を持つ場合については十分な性能が示されたと考えられる。

2型試験体のように、柱主筋が太く、かぶり厚が少ない場合については、主筋に沿っての付着ひびわれが柱全面に発生することに十分注意すべきであろう。

継手位置を柱脚部に設けた場合についての3型、4型の試験結果によれば、柱脚部、すなわち地震荷重時の曲げ応力度が最大となる部分に主筋の機械的な継手部を有する場合でも、 $M/QD=2.0$ 程度でコンクリート強度が比較的高く( $F_c=300\text{kg/cm}^2$ 程度)、 $p_w=2.0\%$ 程度のせん断補強筋を有していれば、剛性、耐力等に関して十分な性能が示された。

しかし、継手部近傍の主筋には著しい応力集中がみられることや、スリーブ直下の柱脚部にひびわれが集中し特に四隅に主筋のあるF-3試験体では、スリーブ下端からのコンクリート剥落が早く生じている。これらは1型の試験体ではみられなかったことである。

また、2型試験体の試験においても観察されたことであるが、太径の主筋を用いた4型試験体でも主筋に沿った付着ひびわれが柱全面に発生し、繰返しによる耐力低下も大きくなる傾向を示した。

柱主筋の機械的な継手位置としては、柱脚部よりは地震荷重時のモーメントの比較的小さい中央部に設ける方

が好ましいといえる。しかし、施工性などから柱脚部近くに継手部を設けることが実際の設計としてある。このような場合、主筋、スリーブなどのコンクリートのかぶり厚を十分にとり、応力およびひびわれの集中が生ずることに特に注意して設計されるべきと思われる。

## 謝 辞

本実験の計画および試験体製作において、種々ご指導

ご協力いただいた小倉委員長以下R P C J委員会各委員の皆様へ感謝の意を表します。

また、加力装置の借用にあたっては、建設省建築研究所のご協力をいただき、ここに感謝の意を表します。

試験体製作、加力試験、データ整理などにあたって、当研究所力学研究部、および施工研究部の諸氏にご助力をいただいたことを付記して感謝の意を表します。

## 〈記号〉

$A$ : 柱の断面積	$p_t$ : 引張鉄筋比
$a_t$ : 引張鉄筋の断面積	$p_w$ : 帯筋比
$b$ : 柱の幅	$Q$ : 柱せん断力
$D$ : 柱のせい	$Q_y$ : 柱の降伏荷重
$d$ : 柱の有効せい	$R$ : 柱の変位部材角
$E_c$ : コンクリートのヤング係数	$Z_c$ : 柱の断面係数
$F_c$ : コンクリート強度	$\alpha_y$ : 降伏時の剛性低下率
$f_{at}$ : 鉄筋の付着応力度	$\delta$ : 柱頭柱脚間の層間変形量
$f_y$ : 主筋の降伏応力度	$\delta_c$ : 初ひびわれ荷重時の変形
$f_y$ : 帯筋の降伏応力度	$\delta_y$ : 降伏時の変形
$G$ : コンクリートのせん断弾性係数	$\epsilon_c$ : 圧縮側コンクリート最大繰ひずみ度
$h_c$ : 等価粘性減衰定数	$\epsilon_B$ : コンクリートの応力度・ひずみ度曲線の最大応力度に対するひずみ度
$I_e$ : 等価断面2次モーメント	$\kappa$ : 断面係数によるせん断力集中係数
$j$ : 応力中心距離	$\mu$ : 塑性率
$k_c, k_n$ : 柱の断面寸法による補正係数	$\sigma_0$ : 柱軸方向応力度
$k_p$ : 引張鉄筋比 $p_t(\%)$ による補正係数	$\sigma_y$ : 引張鉄筋の降伏応力度
$h$ : 柱の長さ	$\sigma_y$ : 帯筋の降伏応力度
$M/QD$ : シアスパン比	$\tau$ : せん断応力度
$M$ : 柱のモーメント	
$N$ : 柱の軸方向力	

## 〈参考文献〉

- 1) 東 洋一：“鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究（その1）” 建築学会昭和48年度大会梗概集 pp.1413~1414
- 2) 尾崎晶凡：“鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究（その2）” 建築学会昭和48年度大会梗概集 pp.1415~1416
- 3) 中野清司，広沢雅也：“鉄筋コンクリート柱の崩壊防止に関する総合研究” 関東地震50周年記念シンポジウム，1973年
- 4) 武藤 清：“鉄筋コンクリート構造物の塑性設計（耐震設計シリーズ2）” 丸善
- 5) 杉田 稔：“有継手鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱の多数回繰返し加力実験” ビルディングレター 1974年12月号