

(17) 鉄骨鉄筋コンクリート柱脚接合部を含む柱の挙動

東京電機大学 仲 威 雄
千葉大学 森 田 耕 次
東京電機大学 ○立 花 正 彦

I, 序

著者らは鉄骨鉄筋コンクリート (SRC) 柱の鉄骨要素の各種応力をアンカーボルト並びにベースプレートを通じて地中ばり又は礎盤の鉄筋コンクリート部材へ伝達させる曲げ破壊先行型のSRC柱脚接合部に関して、各種耐力、変形性状及び柱脚近傍の力学的挙動等について静定柱の実験結果により考察してきた^{1)~6)}

本研究は、この柱脚接合部の研究成果を踏えて不静定柱について柱脚部の補強筋の有効長さを実験変数とした実験を行ない、SRC柱脚接合部を含む1本の柱が崩壊に至るまでの柱頭から柱脚にかけての応力状態、耐力、変形性状及び破壊状況について実験的に考察し、併せて柱脚接合部を含む柱の累加特性等について検討したものである。

II, 試験体

使用鋼材は SM 50 A、アンカーボルトは SS 41 主筋は SD 30 及び帯筋は SR 24 で、これら素材の機械的性質を Table 1 に示す。また、コンクリートは第 1 種軽量コンクリートとし、その調合は重量比でセメント：細骨材：粗骨材=1：3.17：1.57 水セメント比 56 %とし、このコンクリートの機械的性質を Table 2 に示す。

試験体の寸法及び形状を Fig. 1 に示す。鉄骨要素は溶接組立て H 形断面 (H-140×70×6×6) で柱脚接合部は Fig. 1 に示す様にベースプレート (B-160×90×19) の鉄骨フランジ内に 2 行 2 列のアンカーボルト (M 10) を配した。このアンカーボルトと鉄骨断面の曲げ耐力比及び曲げ剛性比は $bMp/sMp=0.20$ 及び $b(EI)/s(EI)=0.13$ である。

Table 2 Mechanical Properties of Concrete Materials

Specimen	Maximum Strength (Fc) (N/mm ²)	Maximum Compressive Strain (Eu) (%)	Young's Modulus (Ec) (N/mm ²)	Slump (cm)
(a)	32.1	0.225	18620	13.5
(b)	30.5	0.286	17450	19.8

(a) SRC4NC, SRC8NCL500, RCNC, S
(b) SRC8NCL150, SRC8NCL325, SRC8NTL325

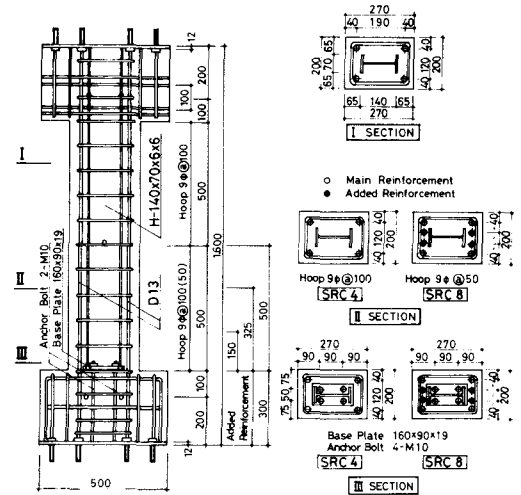


Fig. 1 Test Specimen

Table 1 Mechanical Properties of Steel Materials

	Yield Point (N/mm ²)	Tensile Strength (N/mm ²)	Elongation (%)	Specimen
R19(SM50A)	362.5 315.1	519.2 499.8	25.2 28.8	(a) (b)
R 6 (SM50A)	355.8 360.1	492.0 498.4	20.8 23.7	(a) (b)
D13 (SD30)	408.7 421.6	576.3 604.1	23.1 20.0	(a) (b)
9 φ (SR24)	375.7 369.7	524.0 495.0	30.4 30.8	(a) (b)
M10 (SS41)	421.4 413.2	463.8 488.1	-	(a) (b)

(a) SRC4NC, SRC8NCL500, RCNC, S
(b) SRC8NCL150, SRC8NCL325, SRC8NTL325

Table 3 List of Test Specimen

Specimen	N (kN)	Base Side				BM	BR
		A.R.	L (mm)	L/φ	Hoop pitch		
SRC4NC	-441.0	-	-	0	100	0.20	0.13
SRC8NCL150	-441.0	4-D13	150	11.5	50	0.90	1.03
SRC8NCL325	-441.0	4-D13	325	25.0	50	"	1.03
SRC8NTL325	+ 98.0	4-D13	325	25.0	50	"	1.03
SRC8NCL500	-441.0	4-D13	500	38.5	50	0.87	1.03
RCNC	-441.0	4-D13	500	38.5	50	-	-
S	- 9.8	-	-	-	-	-	-

A.R. ; Number of Added Reinforcement, L ; Length of Added Reinforcement, φ ; Diameter of Added Reinforcement

$BM = (bMp + aMp)/sMp$, $BR = (b(EI) + a(EI))/s(EI)$

[For Anchor Bolt] $b(EI) = sE \cdot bA \cdot bj^2/4$, $bMp = bA \cdot bj \cdot b\sigma_y/2$

[For Added Reinforcements] $a(EI) = sE \cdot aA \cdot aj^2/4$, $aMp = aA \cdot aj \cdot a\sigma_y/2$

Where, prefix "b" is for anchor bolts, "a" is for added reinforcements, and "s" is for steel materials. And "A" means the total sectional area, "j" means distance between centers of tension and compression, and σ_y means yield strength of steel materials.

鉄筋コンクリート要素は断面 $B \times D = 200 \times 270$, 主筋 4-D 13, 帯筋 $9\phi @ 100$ とした。柱脚側は補強筋 4-D 13 で補強し、この補強筋長さ (L) を Fig. 1 及び Table 3 に示す様にベースプレート下面より $500 (L/\phi = 38.5, \phi: \text{補強筋径})$ 、 $325 (25.0)$ 及び $150 (11.5)$ の 3 種類とした。またこの補強筋のある部分の帯筋は $9\phi @ 50$ とした。なお、この補強筋により柱脚部の曲げ耐力比 (BM) 及び曲げ剛性比 (BR) はそれぞれ $BM=0.87, 0.90$ 及び $BR=1.08$ となる。帯筋は相互に溶接し、コンクリートは試験体を H 形断面の弱軸方向より一体打ちとした。

試験体は SRC 部材が 5 体、さらに累加特性を検討するために SRC8NCL500 試験体と同じ断面性能を有する鉄筋コンクリート (RC) 部材 及び鉄骨部材 (S) がそれぞれ 1 体の合計 7 体で、それら試験体の実験変数を Table 3 に示す。試験体名称は例えば SRC8NCL325 は柱脚側の主筋 8 体 (SRC 8)、圧縮軸力 441 kN (NC)、補強筋長さ 325 mm (L325) の試験体という様に付けた。

III, 加力方法及び測定項目

加力方法は Fig. 2 に示す様に試験体の柱頭及び柱脚の両端の回転変形を拘束し、A 油圧ジャッキ (能力: 圧縮力 980 kN , 引張力 490 kN) により一定軸力を導入し、B と C を交互に油圧ジャッキを用いて柱頭に繰返しせん断力を作らせた。

載荷は柱部材角 $R = \pm 1.0\%$ 又は $\pm 2.0\%$ で正負 3 サイクル繰返しした。その後正加力で一方方向載荷した。繰返し載荷中にせん断破壊が先行した場合はその時点で一方方向載荷した。

柱の曲げ及びせん断変形量 $\delta = (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3 + \delta_4) / 2$, 柱脚ベースプレートの回転量 $\theta = (\theta_5 + \theta_6 - \theta_7 - \theta_8) / 4$, l' : 測定間距離 を Fig. 3 に示す通り変位計を用いて測定した。また、柱各断面 (A, B, C, D, E, O, δ , P, P', X, Y, Z) のひずみ分布を Fig. 3 に示す位置につけたワイヤーストレインゲージ (W. S. G) により測定した。

IV, 実験結果と考察

IV-1, ひび割れ及び破壊状況

各試験体の実験終了時の破壊状況を Fig. 4 に示す。SRC4NC 試験体は柱脚側がまず曲げ降伏し、その後柱頭側が曲げ降伏した。SRC8NCL150 と SRC8NCL500 試験体は柱脚側と柱頭側とがほぼ同

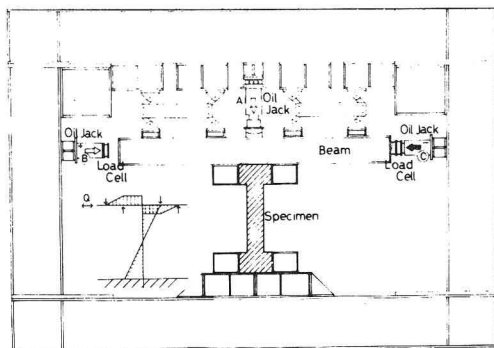


Fig. 2 Testing Apparatus

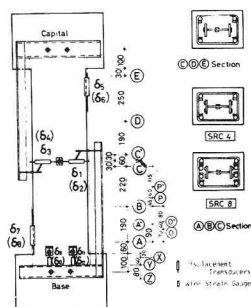


Fig. 3 Measurement of Deflection and Location of Wire Strain Gauge

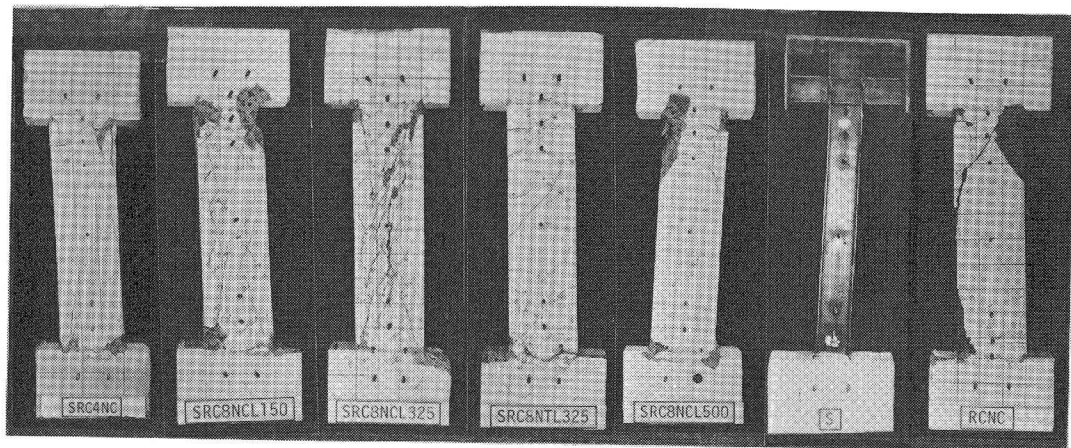


Fig. 4 Over-all View of Specimens after Testing

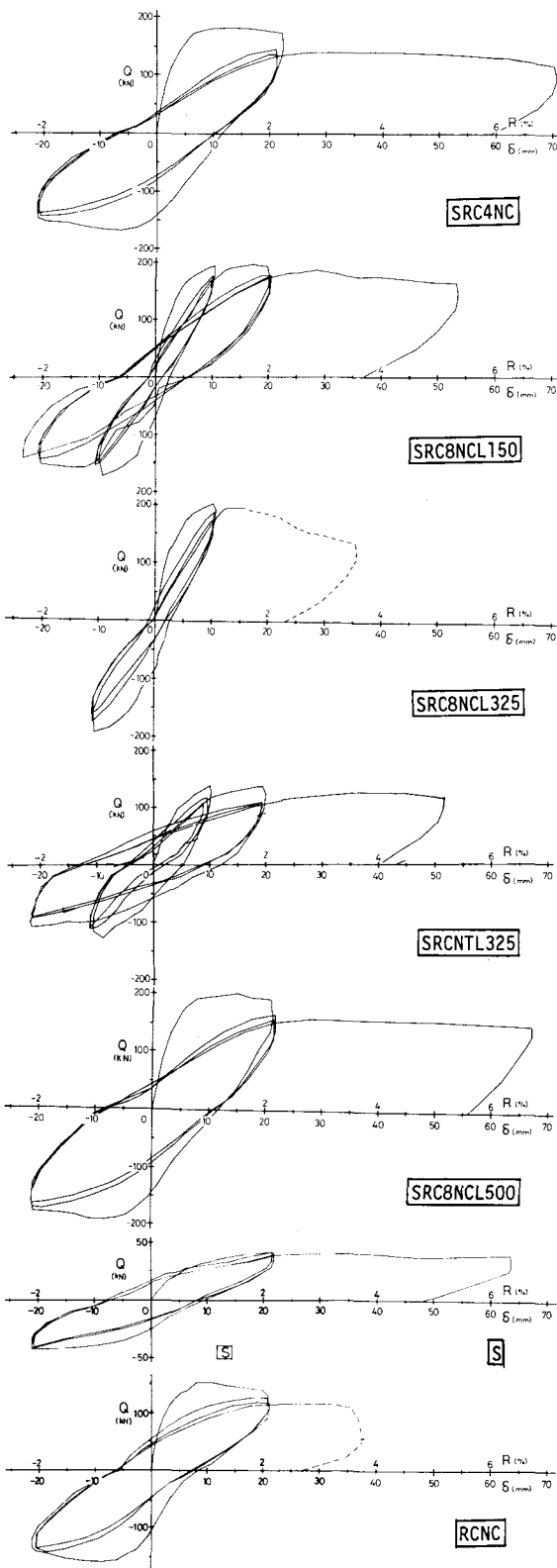


Fig. 5 Hysteresis Loops (Q- δ) of the Specimens

時に曲げ降伏した。SRC8NTL150 は柱脚側が曲げ降伏し、その後柱頭側が曲げ降伏した。以上 4体の試験体は曲げひび割れ幅の増大及び圧縮コンクリートの圧壊などより曲げ破壊したものと考えられる。

SRC8NCL325 は柱頭側と柱脚側とが曲げ降伏した後柱部材角 $R=1.4\%$ で試験体中央に生じていたせん断ひび割れ幅が増大してせん断破壊した。

RCNC 試験体ではまず柱頭側が、次に柱脚側が曲げ降伏し、 $R=3.5\%$ で柱頭側がせん断破壊した。

S 試験体では柱脚側のアンカーボルトが引張降伏し、柱脚ベースプレートがコンクリート面より浮上がり、その後柱頭側が曲げ降伏した。 $R=4.0\%$ でアンカーボルトが破断した。

IV-2, 履歴曲線

各試験体の履歴曲線を Fig. 5 に示す。縦軸は作用せん断力 (Q) を、横軸は柱の変形量 (δ) 及び柱部材角 (R) を表す。せん断破壊へ移行した後は点線で示す。また、ベースプレートの回転角 (θ) と作用せん断力との関係の代表例を Fig. 6 に、各試験体の第 1 サイクルの正加力時の $Q-\theta$ 関係を Fig. 7 に示す。

曲げ降伏後せん断破壊した SRC8NCL325 を除けば各試験体とも第 2 サイクルの履歴曲線は第 1

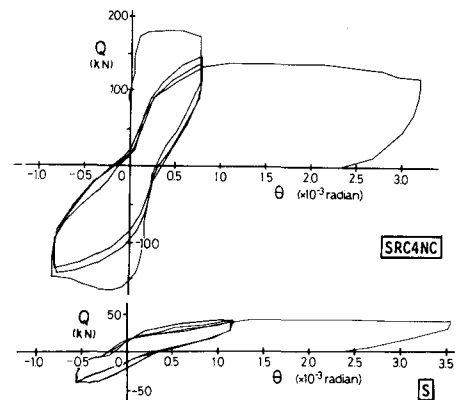


Fig. 6 Load (Q) versus Slope (θ) of Base Plate

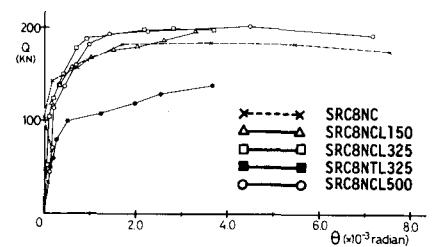


Fig. 7 Load (Q) versus Slope (θ) of Base Plate

サイクルの履歴曲線に比べて正加力時で耐力の低下が認められるが、その後の履歴曲線は耐力の低下もなく安定した紡錘形の曲線を描き、大変形時にも耐力低下は認められず十分な変形能力を有している。

SRC8NCL325 試験体はせん断破壊へ移行した $R=1.4\%$ より耐力は低下している。また、RCNC は柱頭側がせん断破壊した $R=3.5\%$ より急激な耐力低下を示す。

S 試験体は安定した履歴曲線を示す。アンカーボルトの引張破断後の耐力低下も少なく十分な変形能力を有している。

最大耐力時の SRC 柱部材角は 柱脚側の補強筋の有無、補強筋の長さにかかわらず $R_m=1.5\%$ である。RCNC では $R_m=1.0\%$ 、S では $R_m=4.0\%$ である。

ベースプレート下の回転角は圧縮軸力 NC の試験体では最大耐力の 9 割程度より最大耐力にかけて大きく増大している。引張軸力 NT の試験体では最大耐力の 7 割程度より、また、S 試験体では 3 割程度より大きく増大している。

履歴曲線とベースプレート下の回転角との関係を見ると、ベースプレート下の回転による柱の変形量は全体変形の 3~4 割程度である。

IV-3, 柱各断面の曲率状態

柱の作用せん断力 (Q) と各断面の鉄骨要素 及び鉄筋コンクリート要素のひずみ値より算出した曲率 ($s\phi$ 及び $r\phi$) との関係を Fig. 8 に示す。同図中の $r\phi$ の実線は主筋 4 本の曲率を、点線は補強筋 4 本の曲率をそれぞれ示す。また、 $\blacktriangledown$ 又は $\blacktriangledown$ 印は 主筋及びフランジが引張又は圧縮降伏ひずみに達した時点である。

SRC8NCL500 試験体では各断面共主筋と補強筋のひずみ値の挙動はほぼ同じである。SRC8NCL325 及び SRC8NCL150 試験体では柱脚近傍 (A, X, Y 断面) で主筋と補強筋のひずみ値の挙動はほぼ同じである。他の B, P 断面では補強筋のひずみ値は主筋に比べて小さくなっている。R8NCL150 試験体では各断面とも補強筋のひずみ値が主筋に比べて小さくなっており、柱脚近傍 (A 断面) では主筋の 8 割程度のひずみ値を示す。

柱脚近傍では、曲げひび割れが発生するまでは $s\phi$ と $r\phi$ とはほぼ一致した値を示す。曲げひび割れ発生後 $s\phi$ と $r\phi$ とは大きく相違する。また、柱頭側及び試験体中央では $s\phi$ と $r\phi$ とは最大耐力までほぼ同じ挙動を示す。これは既往の静定柱の試

験体で aM_p/sM_p 及び $a(EI)/s(EI)$ の組合せのほぼ等しい試験体と同様の傾向である。

それぞれの要素の曲率の材軸方向の分布状態の代表例を Fig. 9 に示す。

$r\phi$ と $s\phi$ の反曲点は 柱の降伏耐力まで補強筋の状態にかかわらず一致し、その反曲点はほぼ試験体中央に位置する。また、これら曲率は直線分布を示す。

柱の降伏耐力以後になると、SRC8NCL500, SRC8NCL325, SRC8NCL150 では $r\phi$ と $s\phi$ とはほぼ試験体中央に位置する。SRC4NC, SRC8NCL325 RCNC 及び S 試験体では $r\phi$ と $s\phi$ とともに柱頭側と柱脚側で曲げ耐力の小さい方へ移動する。

IV-4, 耐力

各試験体の柱脚側及び柱頭側の曲げひび割れ発生モーメント (eM_{cr})、せん断ひび割れ発生耐力 (eQ_{cr}) 並びに柱の降伏耐力 (eQ_y)、最大耐力 (eQ_m) を Table 4 に示す。なお、 eM_{cr} は曲げモーメントの反曲点を試験体中央として求めた。

曲げひび割れ発生モーメント及びせん断ひび割れ発生耐力は (1)⁴⁾及び (2)⁴⁾式により Table 4 に示す通り比較的良く推定できると考えられる。

$$eM_{cr} = (0.75/\sqrt{F_c + \sigma_0}) Z_e (N\text{-mm}) \quad \text{---(1)}$$

$$eQ_{cr} = (1 + \beta) b \cdot r_j \cdot \left[\frac{c_1 k_c (49 + F_c)}{M/Qrd + 1.7} + 0.1 \sigma_0 \right] (N) \quad \text{---(2)}$$

- ただし、
 b : 断面の幅
 rd : 圧縮縁から引張鉄筋重心までの距離
 F_c : 試験時コンクリート圧縮強度
 r_j : 鉄筋コンクリート部分の応力中心間距離
 s_j : 鉄骨部分の応力中心間距離
 k_c : 断面寸法による補正係数
 $M/Q \cdot rd$: セン断スパン比
 n : ヤング係数比
 t_w : 鉄骨ウェブ厚
 Z_e : 等価断面係数⁴⁾
 σ_0 : 平均軸方向応力度⁴⁾

	β	c_1
$a(EI) < s(EI)$	$n \cdot \frac{a(EI)}{s(EI)} \cdot \frac{t_w \cdot s_j}{b \cdot r_j}$	0.085
$a(EI) \geq s(EI)$	$n \cdot \frac{t_w \cdot s_j}{b \cdot r_j}$	0.140

各試験体の柱脚ベースプレート下面の鉄筋コンクリート断面 (B)、上面の鉄骨鉄筋コンクリート断面 (b) 及び柱頭側の鉄骨鉄筋コンクリート断面 (c) の曲げモーメントー曲率 ($M-\phi$) 関係

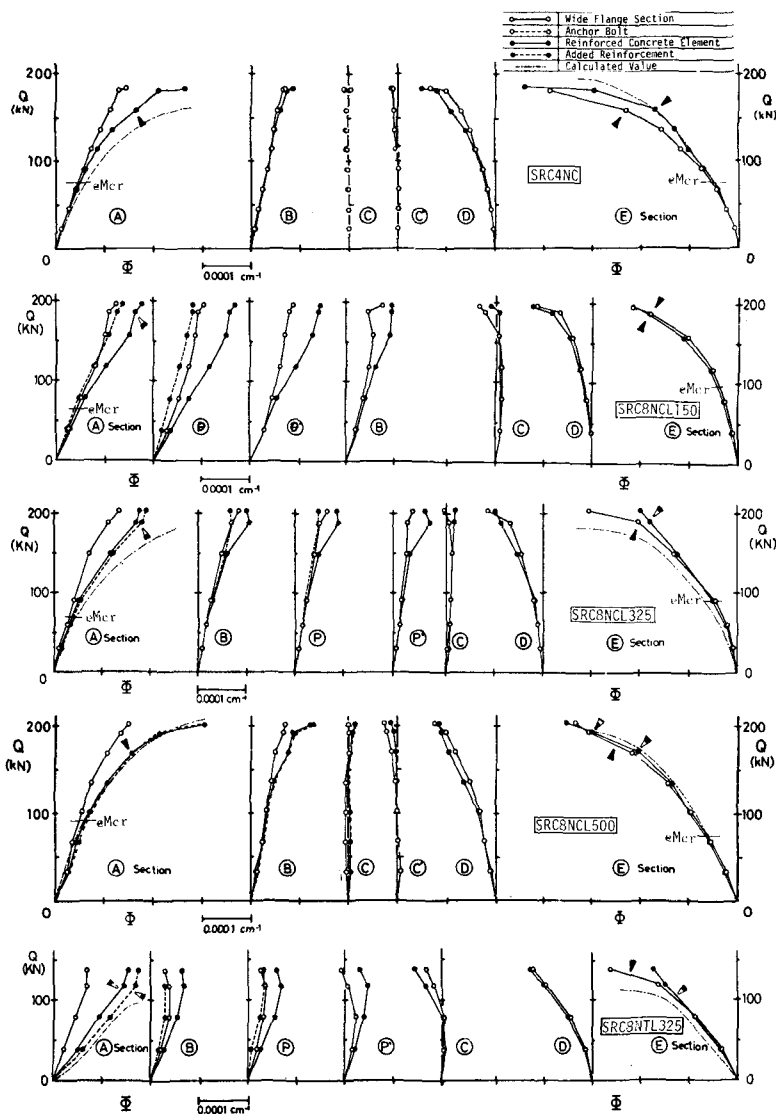


Fig. 8 Moment(M) versus Curvature(ϕ and ϕ_p) at Each Section

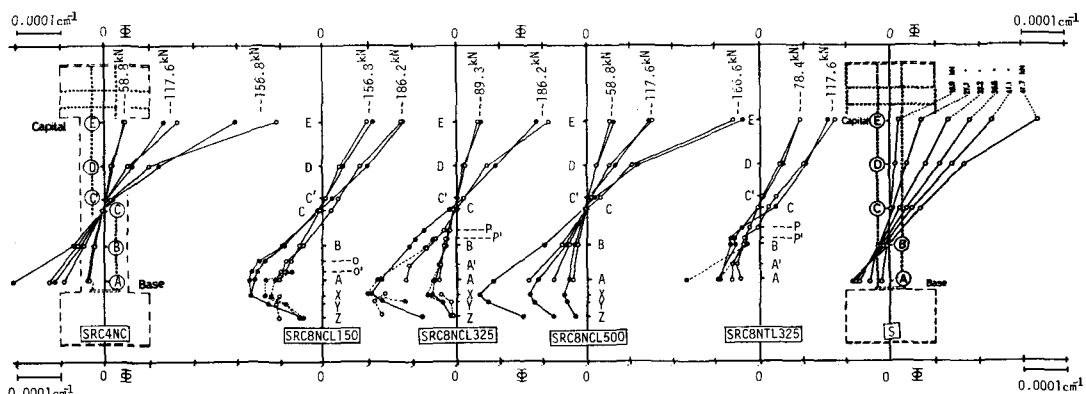


Fig. 9 Curvature Distribution of the Beam-Column

を平面保持の仮定及び鋼材は完全弾塑性、コンクリートは Fig.10 に示す応力度—ひずみ度関係を用いて計算し、その結果の一例を Fig.11 に示す。また、Fig. 8 にこの $M-\phi$ 関係の計算値(反曲点を試験体中央として求めた)を一点鎖線で示す。

柱の降伏耐力までは各要素の反曲点はほぼ試験体中央に位置していることから、柱の降伏耐力は柱頭又は柱脚のそれぞれの断面の曲げ耐力のうちいずれか小さい方の耐力であると考えられ、(3)式で表われる。

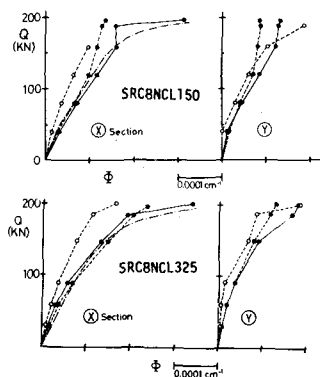


Table 4 Test Results

Specimen		eMc _r (kN-m)	eMc _c (kN-m)	eMc _t (kN-m)	eMc _b (kN-m)	eMc _s (kN-m)	eMc _o (kN-m)	eMc _m (kN-m)	eMc _u (kN-m)
SRC4NC	C	46.5	1.91	137.2	1.03	169.1	1.05	183.2	1.03
	B	39.2	1.24	98.0	1.24				
SRC8NCL150	C	49.0	1.51	166.6	1.27	166.6	0.93	198.0	1.07
	B	34.3	1.16	117.6	1.56	176.4	0.99	200.9	1.09
SRC8NCL325	C	34.3	1.06	156.8	1.20	176.4	0.99	200.9	1.09
	B	39.2	1.33	147.0	1.95				
SRC8NCL500	C	39.2	1.23	156.8	1.12	178.4	0.93	201.9	1.02
	B	31.9	1.02	147.0	1.42	178.4	0.93	201.9	1.02
RCNC	C	31.9	1.02	147.0	1.42	178.4	0.93	201.9	1.02
	B	36.8	1.16	156.8	1.45	178.4	0.93	201.9	1.02
S	C	-	-	-	-	17.6	1.06	41.7	1.12
	B	-	-	-	-	-	-	-	-

C : Capital, B : Base

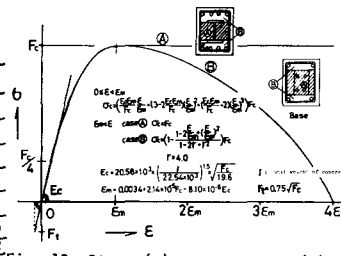


Fig. 10 Stress(σ) versus Strain(ε) of Concrete Element

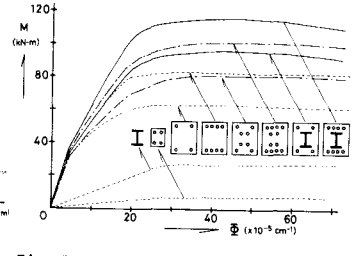


Fig. 11 Moment(M) versus Curvature(φ) of Each Section

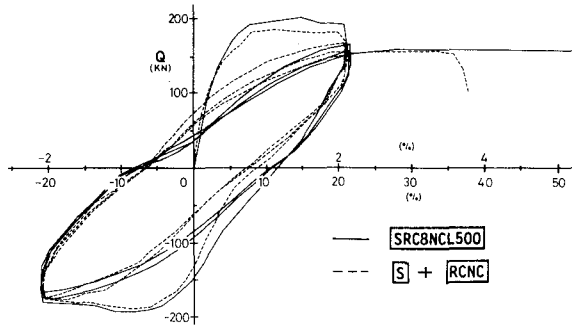


Fig. 12 The Superposed Strength and Hysteresis Loop Method

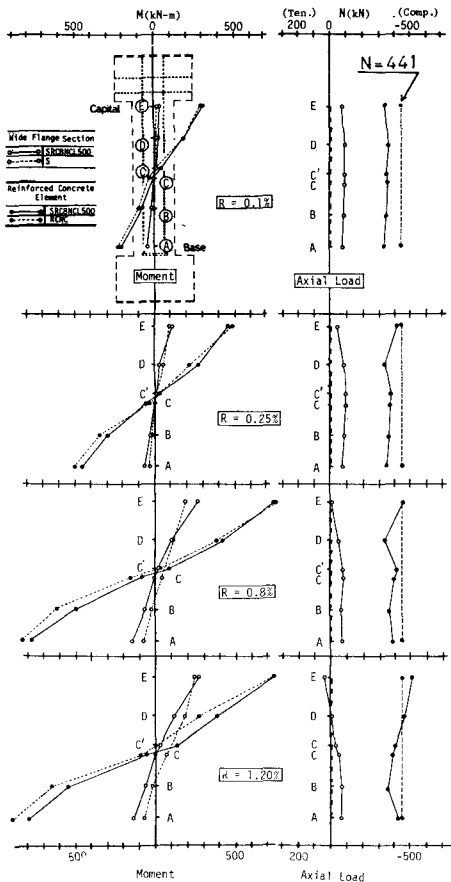


Fig. 13 Moment and Axial Load Distribution of Each Elements

$$cQ_y = 2 \times \min \{ cMy(B), cMy(b), cMy(c) \} / h \cdots (3)$$

h : 柱のうちのりせい

柱頭と柱脚側の曲げ耐力の性能が相違する時、柱の降伏耐力から最大耐力時までに反曲点の移動が認められ、また、柱頭及び柱脚側に塑性ヒンジが形成されていることにより、柱の最大耐力時には柱脚及び柱頭側共に最大曲げ耐力に達しているとし、最大耐力は (4) 式で表わされる。

$$cQ_m = \left[\min \{ cMm(B), cMm(b) \} + cMm(C) \right] / h \cdots (4)$$

各試験体共これら降伏及び最大耐力の計算値と実験値とは Table 4 に示す通り良く一致しているものと考えられる。

なお、SRC8NCL150 試験体の X 断面で補強筋のひずみ値は降伏ひずみの 8~9 割程度で降伏ひずみに達していない。従つて、 $L/\phi = 11.3$ の補強筋長さでは不十分である。しかし、本試験体の場合は X 断面で補強筋のひずみ値が降伏ひずみに達した他の補強筋長さ ($L/\phi = 25.0, 38.4$) の試験体に比較して耐力的にほとんど低下していない。

IV-5, 柱脚接合部を含む柱の累加特性

柱脚接合部を含む鉄骨鉄筋コンクリート柱の累加特性について検討する。

SRC8NCL500 試験体の履歴曲線と RCNC と S の累加曲線との比較を Fig. 12 に示す。第 1 サイクル目の正加力では柱部材角 $R = 0.3\%$ 位までは累加曲線の方が SRC 試験体に比べて若干剛性が高くなっている。 $R = 0.3\%$ 以後になると累加曲線の剛性が低下し、累加曲線の耐力は SRC 試験体に比べて 1 割程度低下している。

履歴曲線を全体的にみると、本実験では SRC 試験体と累加とはほぼ同じ挙動を示しているものと考えられる。

次に SRC 試験体と RC 及び S 試験体のひずみ値より算出した各要素の応力状態の比較を柱部材角ごとに Fig. 13 に示す。なお、同図中の実線が

SRC 試験体の、点線が RCNC 及び S 試験体の挙動を示す。また、補強筋は有効として計算した。

SRC 試験体に曲げひび割れが発生する以前の柱部材角 $R = 0.1\%$ では、両者はほぼ一致している。負担軸力は材長にそつて SRC 試験体では $N_{rc} = -360\text{ kN}$, $N_s = -98\text{ kN}$ 前後である。

柱部材角 $R = 0.1\%$ になると、それぞれ要素の負担軸力は材長にそつて相違してくる。SRC 試験体の柱脚側では最大耐力まで初期の負担軸力 ($N_s = -98\text{ kN}$) を負担しているが、柱頭側では曲げひび割れ発生後荷重が増大するにつれ N_s は引張軸力へと移行し、最大耐力時には $N_s = +49\text{ kN}$ 程度負担している。

S 要素の曲げモーメント分布は柱頭側では全塑性モーメントに達しているが、柱脚側では SRC 試験体の S 要素の負担曲げモーメントが S 試験体の値より大きい。また、それぞれの要素の反曲点は相違している。

以上より、各要素の応力状態に相違は認められるが、本実験 ($N/bDf_c = 0.254$) では柱部材角 $R = 3.5\%$ 位までは柱脚接合部を含む SRC 柱は鉄骨部材と鉄筋コンクリート部材の累加 (柱軸力は鉄筋コンクリート部材が負担) によつて最大耐力及び履歴曲線を説明することができると考えられる。しかし、大変形時 ($R = 3.5\%$) には鉄筋コンクリート部材で柱頭側がせん断破壊しており、そのため大変形時の SRC 柱の履歴曲線を累加曲線によつて説明することができない。SRC 部材では大変形時まで耐力の低下が認められない。

V. ま と め

柱脚接合部を含む鉄骨鉄筋コンクリート柱について不静定柱として曲げ破壊先行型の実験を行ない、その結果より下記結論を得た。

- 1) 柱脚側及び柱頭側の曲げひび割れ及びせん断ひび割れ発生耐力は (1) 及び (2) 式より推定できる。また、柱脚接合部を含む柱の降伏及び最大耐力は (3) 及び (4) 式にて推定できる。
- 2) 柱の曲げモーメントの反曲点は柱脚側の補強筋の有無及び補強筋長さ ($L/\phi = 11.5 \sim 38.5$) にかかわらず柱の降伏耐力まで試験体中央に位置する。降伏耐力以後は柱頭と柱脚の曲げ耐力の性能によつて反曲点は移動する。

- 3) 柱の履歴曲線は柱脚側の補強筋の状態にかかわらず安定した紡錘形の曲線を描き、大変形時まで耐力低下もなく十分な変形能力を有する。又、柱脚ベースプレート下の回転による柱の変形量は全体変形量の 3~4 割程度である。
- 4) 柱軸力比 $N/bDf_c = 0.254$ で柱脚接合部を含む鉄骨鉄筋コンクリート柱では柱部材角 $R < 3.5\%$ で耐力及び変形状態ではほぼ累加が成立するものと考えられる。

(謝 辞)

本研究では昭和55年度文部省科学研究費補助金 (一般研究・B) 及び 昭和54年度文部省科学研究費補助金 (奨励研究・A) によるものである。実験及びその資料の整理に際し東京電機大学助手・横山幸夫氏、昭和54年度及び55年度東京電機大学卒論学生・熊木昌利 (現・滝澤建設) 氏、西野順二 (現・長谷川工務店) 氏、及び 市川 均氏、昭和54年度 及び55年度千葉大学卒論学生・石井 満 (現・日立設計) 及び 内田和宏氏の協力を得た。これら関係各位に謝意を表する。

参 考 文 献

- 1) 仲 威雄, 海野三蔵, 森田耕次, 立花正彦: 「鉄骨鉄筋コンクリート柱脚に関する実験的研究」日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) 昭和50年10月
- 2) 仲 威雄, 森田耕次, 立花正彦: 「鉄骨鉄筋コンクリート柱脚の耐力と履歴特性に関する実験的研究」日本建築学会論文報告集, 第276号・昭和54年2月
- 3) 仲 威雄, 海野三蔵, 森田耕次, 立花正彦: 「鉄骨鉄筋コンクリート柱脚に関する実験的研究 (その2)」日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東) 昭和54年9月
- 4) 仲 威雄, 森田耕次, 立花正彦: 「鉄骨鉄筋コンクリート柱脚の曲げ破壊性状に関する実験的研究」コンクリート工学, Vol.18, No.5, May 1980.
- 5) Takeo Naka, Koji Morita, Masahiko Tachibana: 「Strength and Hysteresis Characteristics of Steel-Reinforced Concrete Beam-Columns with Base」7th WCEE, September 1980
- 6) 仲 威雄, 海野三蔵, 森田耕次, 立花正彦: 「鉄骨鉄筋コンクリート柱脚に関する実験的研究 (その3、純圧縮又は純曲げモーメントが作用した場合の挙動)」日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和55年9月

Behaviors of Steel-Reinforced Concrete Beam-Columns
with Base Connection

Takeo Naka *
Koji Morita **
Masahiko Tachibana ***

Bases of Steel-Reinforced Concrete (SRC) beam-columns are important connections, as the axial forces, bending moments and shearing forces of SRC beam-columns should be transmitted into Reinforced Concrete (RC) foundations through their connections.

This paper discusses the stress and curvature distribution, the flexural and shear cracking strength, the yield strength, the maximum strength and hysteresis characteristics of SRC beam-columns with base connection. And also the superposed characteristics of SRC beam-columns are discussed.

The present tests are scheduled to include the variation of the length of added reinforcements at base side and axial force of beam-columns as shown in Table 3. The detail of beam-column test specimens is shown in Fig.1. The steel skeleton is built up wide-flange section (H-140X70X6X6) and is connected with four anchor bolts whose diameter are 10mm at base plate whose plate thickness is 19mm. The grade of steel skeleton, main and added reinforcement and hoop are SM50A, SD30 and SR24 respectively, and the concrete material is light-weight concrete. Their mechanical properties are shown in Table 1 and Table 2.

The test set-up is shown in Fig.2. Constant axial force is loaded with oil-jack A and shearing force are loaded with oil-jack B or C to the capital of specimen. The measurements of deflection and location of wire-straining gauge are shown in Fig.3.

The test results are shown in Table 4. The over-all view of the specimens after testing are shown in Fig.4. And the hysteresis loops and the slope of base plate are shown in Fig.5, Fig.6 and Fig.7 respectively.

The summaries of the results which are attained by this investigation are as follows.

- 1) The flexural cracking strength (cM_{cr}) and the shear cracking strength (cQ_{cr}) of beam-column can be estimated by Eq.(1) and Eq.(2) respectively. The yield strength (cQ_y) and the maximum strength (cQ_m) of SRC beam-columns with base connection can be estimated by Eq.(3) and Eq.(4) respectively.
- 2) The inflection point of the wide flange section and the reinforced concrete element coincides approximately and is located in mid-height of the beam-column regardless of the length of added reinforcement at base side until the yield strength of the beam-columns. Thereafter, the inflection point moves depending on the combination of the flexural strength of base side and capital side.
- 3) The hysteresis loops SRC beam-columns with base connection are the stable spindle-shaped ones and have the enough deformation capacity regardless of the length of added reinforcements.
- 4) The superposed method as for hysteresis loops of the steel-reinforced concrete beam-columns with base connection is consisted approximately.

* Prof. Emeritus of the Univ. of Tokyo, Prof. of Tokyo Denki Univ., Dr. Eng.

** Associate Prof. of Chiba Univ., Dr. Eng.

*** Research Associate of Tokyo Denki Univ.