

[72] 繰返水平力を受ける鉄筋コンクリート柱の靱性性能について

正会員 柴田 拓二 (北海道大学)
 正会員 ○城 攻 (北海道大学)
 嶋崎 耕司 (道日建設)
 倉橋 修雄 (北海道大学)

本論文は縦打込みの構造体コンクリート性状を模して、柱脚部に打継面を有する鉄筋コンクリート試験体を用い、剪断破壊に先立って曲げ降伏する様に設計された鉄筋コンクリート柱が繰返水平加力を受ける場合の靱性性能ならびに柱軸筋と剪断補強筋の応力分布の推移について、柱内法高さと柱成との比、及び軸鉄筋種別を変数として検討したものである。

1. 実験の概要

(1) 試験体 試験体は柱梁主筋に丸鋼筋と異形筋の2種を用い、柱内法高 h と柱成 D との比 (以下 h/D と記す) を 5, 4, 3 の3種に変化させた合計6体である。試験体形状は図-1に示す様に断面 $30\text{ cm} \times 30\text{ cm}$ の柱の上下に、支持スパン 250 cm 、断面 $20\text{ cm} \times 45\text{ cm}$ の加力梁を有する「キ」の字型試験体であり、柱内法高 h を 150 cm 、 120 cm および 90 cm とした。軸筋は、柱に $6-16\phi$ ($p_t = 0.67\%$)、梁に $2-22\phi$ ($p_t = 0.94\%$)、または柱に $6-D16$ ($p_t = 0.66\%$)、梁に $2-D22$ ($p_t = 0.96\%$) を用い、コンクリート打設の都合上柱頭はフック付定着としたが、他の軸筋端はアンカプレートに溶接した。帯筋は、 $h/D = 5$ は $2-9\phi @ 8\text{ cm}$ ($p_w = 0.53\%$)、 $h/D = 4$ は $2-9\phi @ 6\text{ cm}$ ($p_w = 0.71\%$)、 $h/D = 3$ は $4-9\phi @ 7.5\text{ cm}$ ($p_w = 1.13\%$) とし、肋筋については各試験体とも $2-6\phi @ 7\text{ cm}$ ($p_w = 0.40\%$) とした。

(2) 使用材料 コンクリートには普通ポルトランドセメントを用い、 $W/C = 60\%$ 、スランプ 18 cm 、 $C:S:G = 284:807:1034\text{ kg/m}^3$ とした。型枠にはメタルフォームを用いて建込み、コンクリート下側梁上端面で打継いで縦打ちにした。コンクリート強度 F_c 及び鉄筋の力学的性状を夫々表-1、表-2に示す。

(3) 加力方法 柱軸力は一律に 35 t ($\sigma_0 \doteq 39\text{ kg/cm}^2 \doteq F_c/6$) を定圧オイルジャッキにより導入した。水平力は反力壁に取付けた油圧サーボアクチュエータによって上梁の断面中心位置に加力し、周波数 0.1 Hz 、

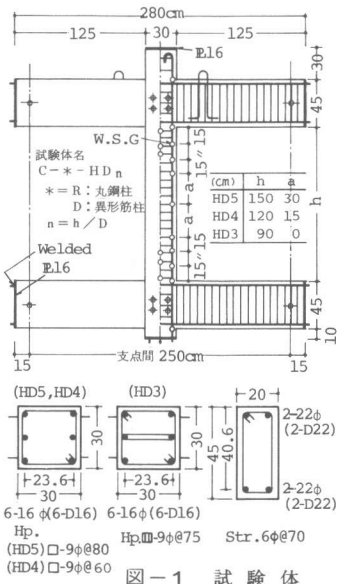


図-1 試験体

表-1 鉄筋の力学的性状

	d mm	A cm ²	σ_y kg/mm ²	σ_B kg/mm ²	ϵ %
16φ	16.0	2.01	32.0	45.4	32.9
D16	15.9	1.99	35.9	55.0	29.4
22φ	21.9	3.77	33.1	47.6	31.2
D22	22.2*	3.87	36.0	55.0	27.8
9φ	8.78	0.605	42.7	59.7	28.5
6φ	5.61	0.247	24.5	36.5	34.4

*公称直径

表-2 部位別コンクリート強度

kg/cm ²	丸鋼柱			異形筋柱		
	h/D 5	4	3	5	4	3
上梁・接合部	229 (260)	248 (234)	242 (249)	253 (244)	243 (242)	243 (244)
柱	227 (240)	243 (254)	230 (236)	228 (219)	256 (236)	259 (235)
上中下	(262)	(254)	(257)	(243)	(252)	(244)
下梁・接合部	224 (222)	227 (192)	227 (179)	248 (186)	230 (175)	230 (190)

() はシュミットハンマー試験強度、他はシンダガー圧縮強度

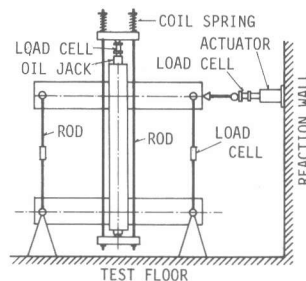


図-2 加力装置

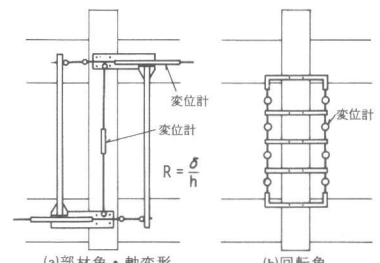


図-3 計測フレーム

部材角漸増速度 2×10^{-3} rad/min の変形制御により、変位振幅漸増正負繰返加力を行なった（図-2）。

(4) 計測方法 図-1中○印で示す各位置の柱軸筋及び帯筋の歪度計測には抵抗線歪計（KFC-1，共和電業製）を用い，柱の部材角，軸方向変形及び各区間の回転角を図-3に示す計測フレームを用いて計測した。

2. 実験結果及び考察

(1) コンクリート強度分布（表-2） 柱頭と柱脚のシュミットハンマーテストによる強度差は $h/D=3$ を除き h が高いもの程大きくなり約 $40 \text{ kg/cm}^2/\text{m}$ であって，著者らの既応の実施構造物に関する研究結果とも一致している。打継面をはさむ柱脚と下梁接合部との強度差は $40 \sim 80 \text{ kg/cm}^2$ であった。

(2) 破壊状況（図-4） 曲げ初亀裂の多くは柱頭では梁下端筋位置に，柱脚では打継面に生じた。実験終了時の亀裂域は微亀裂を除き内法端から柱側について丸鋼柱では $h/6$ ，異形筋柱では $h/3$ であった。上パネル内の亀裂は丸鋼柱では殆んど発生せず異形筋柱では内法端より D の範囲に生じたが，下パネルでは $h/D=3$ の丸鋼柱以外の全ての試験体でパネル全面に生じた。大変形時の主亀裂は，最大耐力後 25×10^{-3} rad 付近で曲げ亀裂から剪断亀裂に移行する 경우가多く，丸鋼柱より異形筋柱で，又柱脚より柱頭でこの傾向が強い。

$h/D=3$ の異形筋柱ではこの剪断亀裂がパネルゾーンに進入している。各試験体は最終的に曲げ圧潰により水平耐力を失うと共に柱頭において軸力の支持能力を失い，中には軸方向に縮んだ試験体もあった。圧潰域の多くは柱頭では柱側，柱脚ではパネル側に生じた。柱部分の軸筋沿の縦亀裂は，丸鋼柱では h/D が大きいもの程全長に渡って生じ異形筋柱では $h/D=3$ の試験体のみ顕著に生じたが，いずれも主に曲げ圧縮時に発生している。以上の様にコンクリートの亀裂，圧潰の状況は柱梁接合部との関連ならびに打継ぎと打込方向によるコンクリート強度分布の不均等性の影響が顕著である。

(3) スケルトンカーブ（図-5） 丸鋼柱では $h/D=4$ の負加力時を除き明瞭な部材降伏点を示さず剛性が連続的に低下し，最大耐力に達した後はほぼ一定の負勾配で推移している。異形筋柱では明瞭な降伏点が見られ，最大耐力後は変形の増大と共に耐力低下が著しくなり，軸筋の座屈に伴って耐力が急減している。

(4) 耐力（表-3） h/D の等しい場合に異形筋柱は丸鋼柱に比べて耐力は大きくなるが，その割合は h/D が小さい程大きい。これは後述する丸鋼柱の h/D に伴う破壊機構の変化によるものと考えられる。異形筋柱の降伏耐力は計算値を $5 \sim 13\%$ 上廻り，最大耐力は曲げ耐力計算値に対して異形筋柱で $14 \sim 16\%$ ，丸鋼柱で $2 \sim 12\%$ 上廻っている。最大耐力と剪断耐力計算値との比は $0.74 \sim 0.86$ でいずれも数値的には一応曲げ先行と判断されるが，この

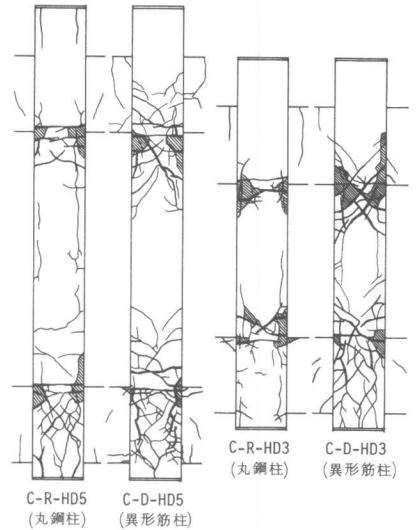


図-4 破壊状況

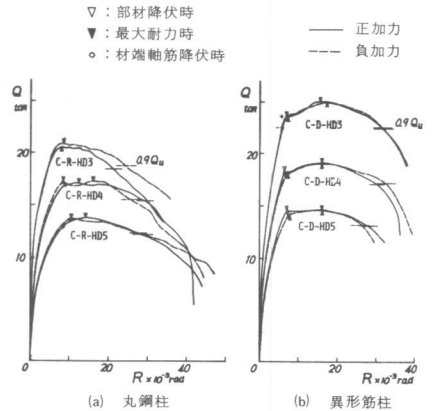


図-5 スケルトンカーブ

表-3 実験結果

Specimen	$F_c^{(1)}$ kg/cm ²	降伏時						最大耐力時					
		加力方向	回数	R_y 10 ³ rad	σ_0 ton	$\sigma_0^{(2)}$ ton	test Q_y cal Q_y	回数	R_u 10 ³ rad	σ_0 ton	$\sigma_0^{(2)}$ ton	test Q_u cal Q_u	test Q_u cal Q_u
C-R-HD5	227	+	27	8.2	0.21	13.3	1.02	45	14.8	0.21	13.8	1.11	0.75
		-	28	9.8	0.19	13.5	1.08	30	10.5	0.19	13.6	1.12	0.75
C-R-HD4	243	+	25	8.8	0.17	16.9	1.07	37	12.9	0.18	17.3	1.09	0.78
		-	25	8.5	0.17	17.3	1.10	47	16.3	0.18	17.5	1.10	0.79
C-R-HD3	230	+	-	-	-	-	-	20	7.8	0.19	20.8	1.02	0.74
		-	-	-	-	-	-	21	8.2	0.19	21.0	1.05	0.75
C-D-HD5	228	+	21	7.1	0.20	14.3	1.08	45	16.1	0.21	14.7	1.14	0.79
		-	22	7.7	0.19	14.5	1.13	45	16.0	0.21	14.9	1.16	0.81
C-D-HD4	256	+	18	6.3	0.16	18.1	1.08	46	16.3	0.19	19.1	1.16	0.84
		-	21	7.2	0.17	18.3	1.09	46	16.9	0.19	19.0	1.16	0.84
C-D-HD3	259	+	19	6.8	0.17	23.6	1.05	43	15.4	0.18	24.9	1.14	0.85
		-	21	6.9	0.17	23.9	1.06	48	17.2	0.19	25.3	1.15	0.86

(1)柱部分のシリンダー強度 (2)軸方向応力度 (3)e 関数法精算値 (4)A C I 柱の曲げ終局強度精算値 (5)当研究室 1978 年提案の柱の剪断耐力計算式(次式)による値(建築学会北海道支部論文報告集, 46/49)

$$\alpha_1 Q_{uF} = (0.915 + \frac{\sigma_0}{15.3\sqrt{F_c}}) \left\{ \frac{0.20 k_u k_f (180 + F_c)}{h/D + 0.23} + 2.4 \sqrt{F_u \sigma_y} \right\} b d$$

()内: 材端軸筋降伏歪より

比が最も 1 に近い $h/D=3$ の異形筋柱は他の柱に比べて剪断圧縮破壊の様相が極めて強くなった。この例では剪断耐力計算値は曲げ終局耐力計算値の 1.34 倍であったが、この程度の耐力比でも剪断破壊を完全には防ぎきれないことを示唆している。

(5) 変形能力 (図-6) 異形筋柱では h/D ならびにこれに伴う帯筋比の相違に拘りなく R_y , R_u は夫々ほぼ等しく、塑性率 $\mu_u = R_u/R_y = 2.2 \sim 2.4$ を示した。これに対して最大耐力 Q_u 後の負勾配領域では Q_u に対する耐力低下率の等しい荷重レベルでの変形能は h/D が小さい程大きく帯筋比の影響が見られるが、又 h/D が大きい程柱のモーメント勾配が緩やかなため軸筋の座屈現象が早期に発生し易いことも一因と考えられる。図中、 $Q-R$ 曲線上で降伏点を得られない丸鋼柱の Q_y は軸筋降伏時の Q を用いたが、異形筋柱に比べて R_y は大きく、逆に R_u は小さくなり $\mu_u \div 1.6$ であった。

$h/D=3$ の丸鋼柱では軸筋の降伏が見られず R_u は他の柱の R_y と同程度で最大耐力後の変形能力も劣っている。負勾配域で降伏荷重に相当する荷重時 ($\div 0.95 Q_u$) の塑性率は丸鋼柱で 2.3~2.7, 異形筋柱で 2.9~4.1 を示した。軸鉄筋の座屈開始時の変形角は h/D が大きい程小さく、この傾向は特に異形筋柱で著しい。

(6) 柱軸筋歪度 (図-7~9) ①異形筋柱: 例示する様に異形筋柱の場合、部材の降伏と柱隅筋の材端部の引張降伏とがほぼ対応し、中央筋はこれに後れて降伏する。柱中間部の歪度は部材降伏後急激に増分が減少するが、モーメントの増大率よりも高く最大耐力後も増加し、同時に材端部の降伏範囲が拡大する。歪度-部材角ループに見られる履歴過程 (図-9 a) は引張降伏後の残留歪により圧縮歪のピークが一旦激しく低下した後、圧縮歪度としては非常に低いレベルで降伏し、その後の圧縮歪のピークは再び部材角と共に増加する。この様な降伏前の見掛け上の圧縮歪の低下はコンクリートに対する圧縮鉄筋の相対的な剛性上昇をもたらす鉄筋応力分担比が高まり、これが軸筋の座屈を早める原因となる。これらの諸性状は h/D にかかわらず共通の特性である。②丸鋼柱: 例示する様に材端軸筋の降伏により引張側から圧縮側へ付着弛緩が順次進行し、やがて材端圧縮筋の引張歪への移行によって明瞭に $Q-R$ 曲線の負勾配域に入る。上下パネルゾーンでは定着部への応力伝達が著しく、曲げモーメントの反曲点柱中央にあるにもかかわらず耐力後一時的に柱内全鉄筋が引張力を受けるが (図 8 b), 部材角の増加と共にコンクリートの圧潰が開始すると圧潰部分の鉄筋の歪度は再び圧縮方向へ増加する。上記と関連して $\epsilon-R$ ループは最大耐力後には V 字形に屈曲し、部材角と鉄筋歪のピーク発生にずれを生じている (図-9 c)。 $h/D=5$ では耐力時に圧縮側鉄筋も降伏した後その圧縮歪は急減するが、 $h/D=3$ では最大耐力前の低圧縮歪時に引張側へ移行すると共に引張鉄筋も最後まで降伏することがない。丸鋼柱では h/D が

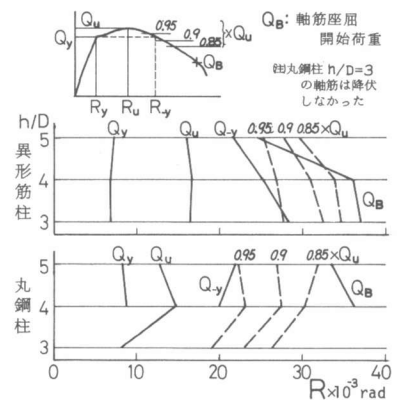


図-6 荷重段階別部材角

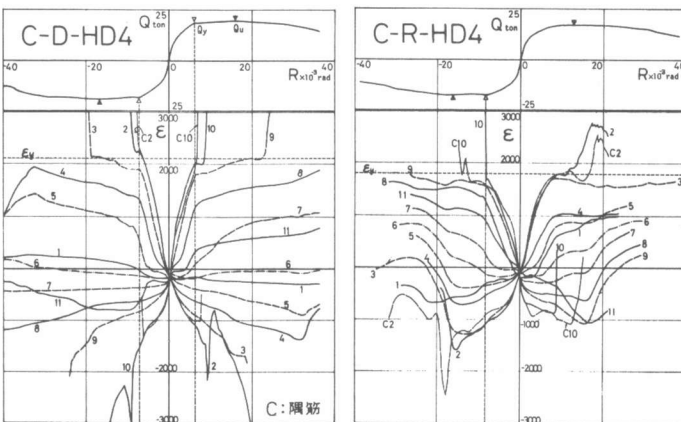


図-7 柱軸鉄筋歪度-部材角

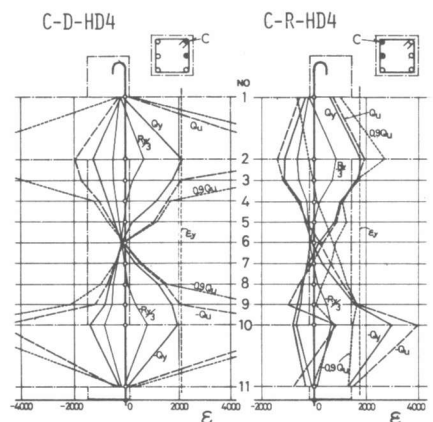


図-8 柱軸鉄筋歪度分布

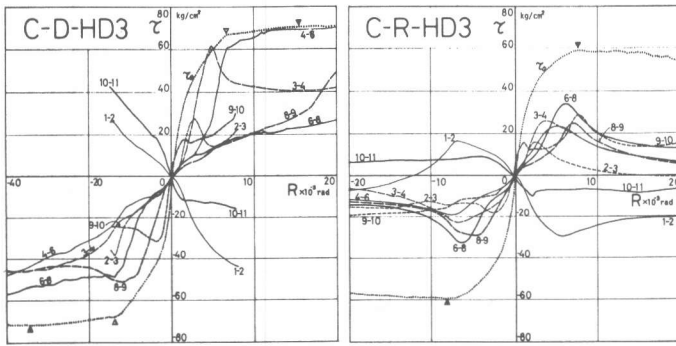


図-10 柱軸筋付着応力度一部材角

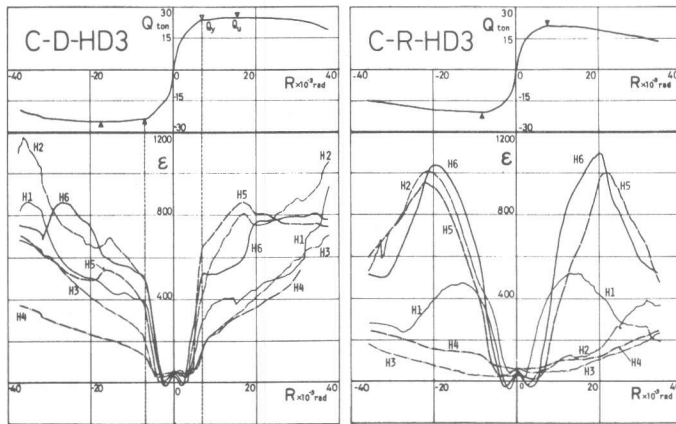


図-11 帯筋歪度一部材角

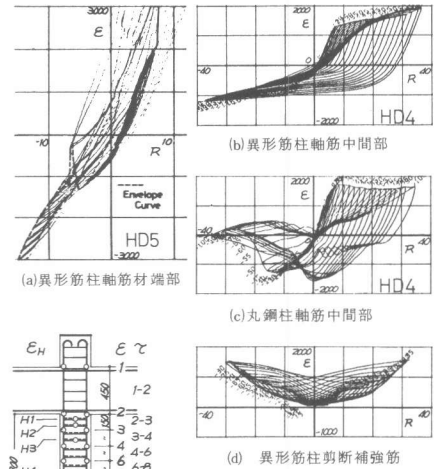


図-9 鉄筋歪度一部材角

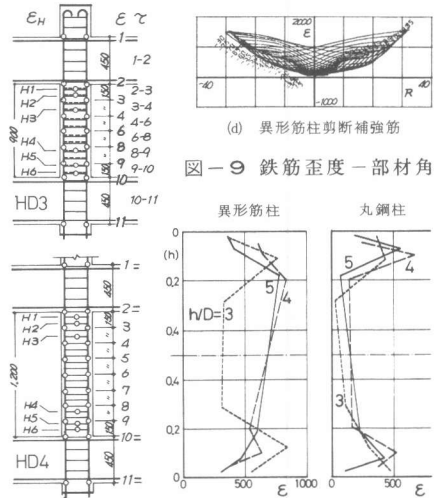


図-12 最大耐力時帯筋歪度分布

小さくモーメント勾配の急な柱程小さな部材角で付着力を失うため、最大耐力を決定する応力機構が h/D によって異なる。③柱断面隅角部の軸筋と幅中央位置の軸筋の挙動の相違は柱内法では大きくないが、パネル内では隅筋の歪度は中央筋より大きく、特にコンクリート強度の急変する下パネル内の定着力の劣化が著しい。

(7) 柱軸筋付着応力度 (図-10) ①異形筋柱：材軸方向の付着力分布は変形角の小さい範囲では材端が大きく、変形角の増大に伴って最大付着力が中央へ移動する。材端より D の範囲の τ は変形の増大に伴い材端より順に部材降伏前に夫々ピーク値 τ_p に達して付着力が低下するが、概ね τ_p は $\tau_0 = \frac{M/j}{\Sigma \psi h/2}$ で算出される付着応力度に近い値を示し、また材端程 τ_p の値が小さい。材端より $D \sim 1.5D$ での τ は部材降伏後も τ_0 と比較的良く対応する。これらの傾向は他の異形筋柱についても同様である。②丸鋼柱：全体の傾向は異形筋と同様で変形の増大と共に材端より順次ピーク値を示して低下するが、例示した $h/D=3$ の場合には τ_p は全般を通じて τ_0 の大凡 50% に達する程度で、初期から付着剛性が異形筋柱よりも小さい。しかし τ_p は $h/D=4$ で τ_0 の 80%、 $h/D=5$ で異形筋柱と同様にほぼ τ_0 計算値と一致するが、いずれの位置の τ も耐力後には τ_0 と対応した推移を示さなくなる点が異形筋柱と異なる。

(8) 剪断補強筋歪度 (図-11, 12) 異形筋柱における材端より D の範囲の補強筋歪度は計測されたいずれの位置でも剪断亀裂に伴って急増し、部材降伏以後にその増分は低下するが耐力後も多くは増大を続ける。丸鋼柱では D よりも狭い範囲の補強筋の歪度が剪断亀裂の発生に伴って急増し、徐々に増大率を低めながら耐力に至るが、耐力後は減少する。柱内法高さを無次元化して耐力時の ϵ 分布を示した図-12 によれば、丸鋼柱では材端より大凡 $h/10$ 、異形筋柱では $h/6$ の位置で最大値を示し、斜め亀裂の発生位置と概ね一致する。又、柱剪断力に対する補強筋の負担剪断力の割合は大野・荒川式におけると同様に h/D が小さいもの程小さくなり、コンクリートの脆性的な破壊特性が部材特性として現れ易くなることを示している。