

論文

[2078] 高軸力下における鉄筋コンクリート短柱に関する実験的研究

正会員 ○磯 健一 (日本国土開発技術研究所)

正会員 柳沢延房 (日本国土開発技術研究所)

1. はじめに

高層RC造建物では、大地震時において、1階の柱脚、最上層の柱頭および引張軸力が発生する外柱の柱頭・柱脚の曲げ降伏を許容した梁の曲げ降伏先行型の全体崩壊形を形成するように設計されている。従って、柱には、全体崩壊形を保証するよう、メカニズム時の応力に対して十分な耐力、変形性能が要求される。このために、せん断補強筋に高強度異形鉄筋を用い、低層階では設計基準強度が360kg/cm²以上の高強度コンクリートを用いている。¹⁾

筆者らは、高層RC建物の下層階で軸力の大きき、せん断補強筋に高強度異径鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱を対象として実験を行った。^{2), 3)} 本研究は、高軸力下におけるこのような柱の力学的挙動に及ぼす軸力、せん断補強筋量の影響を検討し、柱の設計法の基礎資料を得るものである。

表1. 試験体一覧

試験体	b×D (cm)	M/QD	鉄筋比			軸力比 N/bDFc	配筋		
			Pg (%)	Pg' (%)	Pw (%)		主筋 (芯鉄筋)	せん断補強筋	
								λH [*] イラ筋	中子筋
No.1	30×30	1.14	2.58	-	0.20	0.00	12-D13, 4-D16	φ2.3E36	φ2.3E36
No.2	30×30	1.14	2.58	-	0.20	0.20		φ2.3E36	φ2.3E36
No.3	30×30	1.14	2.58	-	0.20	0.40		φ2.3E36	φ2.3E36
No.4	30×30	1.14	2.58	-	0.40	0.20	12-D13, 4-D16	φ3.5E32	φ3.5E32
No.5	30×30	1.14	2.58	-	0.60	0.20		φ4.0E36	U5.1E24
No.6	30×30	1.14	2.58	-	0.90	0.20		φ4.0E24	U5.1E24
No.7	30×30	1.14	2.58	-	1.20	0.20	12-D13, 4-D16	U5.1E22	U5.1E22
No.8	30×30	1.14	2.58	-	1.20	0.40		U5.1E22	U5.1E22
No.9	33×33	1.03	2.55	1.18	0.25	-0.20	16-D13, 4-D16 (4-D13, 4-D16)	φ2.9E32	φ2.9E32
No.10	33×33	1.03	2.55	1.18	0.50	~0.60		φ4.0E39	φ4.0E39
No.11	45×45	1.14	2.66	-	0.19	0.20	8-D19, 8-D22	φ4.0E58	φ4.0E58
No.12	45×45	1.14	2.66	-	0.59	0.20		φ6.4E45	φ6.4E45

2. 実験計画

2.1 試験体

表1に、試験体の一覧を、図1に、試験体の形状、寸法等を示す。試験体No.1~8、No.11、12は、高層RC建物の内柱を対象としたものであり、試験体No.9、10は、地震時に軸力の変動がある外柱を対象としたものである。No.1~8、No.11、12では、一定軸力下で実験を行い、No.9、10では、図2に示す軸力とせん断力との関係を保つように、変動軸力下で実験を行った。

図3に、せん断補強筋に高強度異形鉄筋を用いた既往の実験結果⁴⁾⁻¹¹⁾を合わせて、各試験体の軸力比η (=N/bDFc)とせん断補強筋比Pwとの関係を示す。

No.1~3では、Pw=0.2%、η=0.0~0.4とした。No.4~7では、η=0.2、Pw=0.4%~1.2%とした。No.8では、η=0.4、Pw=1.2%とした。

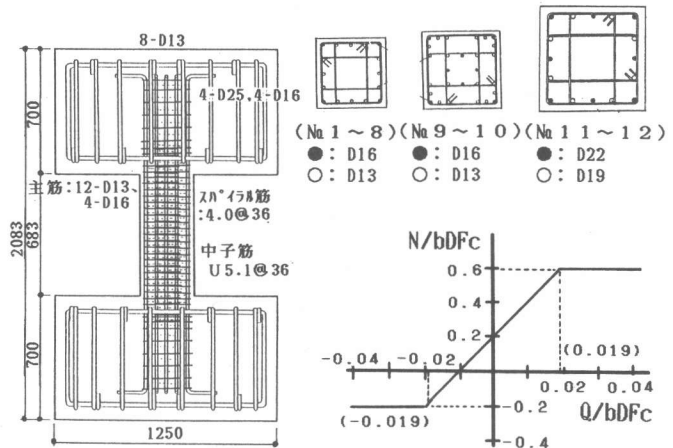


図1. 試験体形状

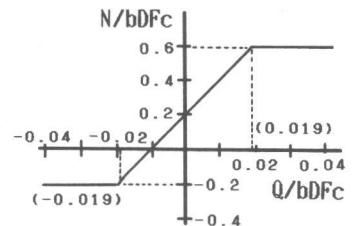


図2. 変動軸力下での軸力とせん断力の関係

No.9、10 では、 $\eta = -0.2 \sim 0.6$ の変動軸力とした。試験体のスケールは、No.1~10では高層RC建物¹⁾の柱の1/3とし、No.11、12では1/2とした。

表2、表3及び図4に、使用した鉄筋及びコンクリートの材料特性を示す。主筋、芯鉄筋には、SD40を使用し、せん断補強筋には、高強度異形鉄筋及び硬鋼線を使用した。セメントには普通ポルトランドセメントを用い、粗骨材には最大粒径10mmの豆砂利を使用した。

2.2 加力方法

図5に、加力装置を示す。加力装置には、試験体柱頭の回転を拘束する平行クランプを設けた。水平力には、両端ピンとした軸力用ジャッキの水平移動量による付加水平力を考慮した。

3. 実験結果

表4に、実験結果の一覧を、図6に、ひび割れ発生状況及び破壊状況を示す。

3.1 破壊経過

(1)No.1~8、No.11、12 (一定軸力下)

曲げひび割れは、柱部材角 $R=1/500$ のサイクルで柱頭、柱脚に生じ、せん断ひび割れは、 $R=1/500 \sim 1/200$ のサイクルで柱中央に生じた。せん断補強筋比、軸力比の大きい試験体は、多少大きな部材角でせん断ひび割れが現れた。 $P_w(=0.2\%)$ の等しいNo.1~3では、軸力比の大きいものほど小さな部材角で最大耐力に達した。

軸力比 $\eta(=0.2)$ の等しいNo.2、No.4~7では、 P_w が大きくなるにつれ最大

耐力時の部材角は大きくなり、破壊モードも曲げ降伏に移行した。1/2スケールのNo.11、12では、軸力比 η と P_w が一致するNo.2、5と同様な破壊性状を示し、試験体のスケールによる影響はあまり顕著ではなかった。

(2)No.9、10 (変動軸力下)

引張軸力時、 $R=1/500$ で全スパンにわたり引張りひび割れが材軸と直交方向に生じ、

その後、そのひび割れは曲げひび割れに移行した。No.9は部材角 $R=1/200 \sim 1/150$ で最大耐力に達し、以後せん断破壊した。

表2. 鉄筋の材料特性

	降伏強度	引張強度	備考
$\phi 2.3$	13200	17400	帯筋
$\phi 2.9$	11700	15700	帯筋
$\phi 3.5$	10700	14800	帯筋
$\phi 4.0$	9900	14500	帯筋
$\phi 5.1$	13700	14500	帯筋
$\phi 6.4$	13500	15000	帯筋
$\phi 13$	4410	6370	主筋
$\phi 16$	4430	6480	主筋
$\phi 19$	4340	6020	主筋
$\phi 12$	4170	5960	主筋

表3. コンクリートの材料特性

試験体	ヤング係数 ($\times 10^5 \text{ kg/cm}^2$)	圧縮強度 (kg/cm^2)	割裂強度 (kg/cm^2)
No. 1, 2	2.38	542	32.1
No. 3, 6	2.27	503	36.2
No. 4, 5	2.27	467	31.0
No. 7, 8	2.66	504	33.9
No. 9, 10	2.48	503	28.5
No.11,12	2.53	559	34.6

注) ヤング係数は、1/3F_c時の値

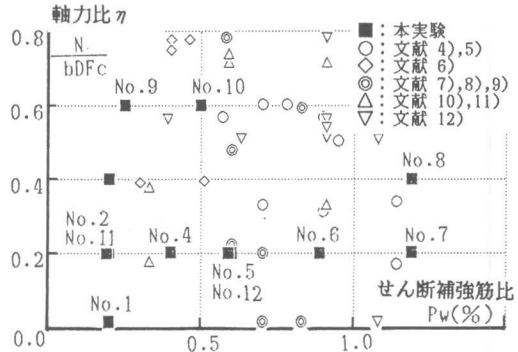


図3. 軸力比 η とせん断補強筋比 P_w の関係

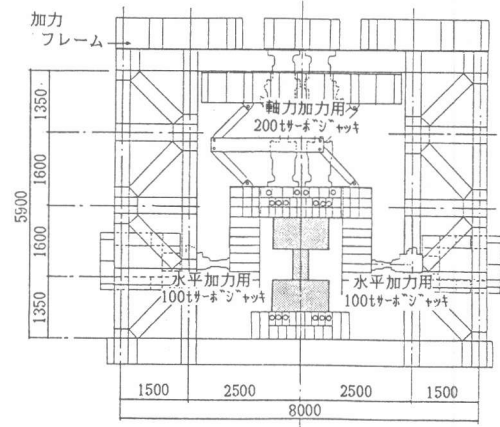


図4. 加力装置

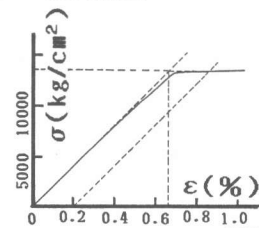


図5. $\sigma - \epsilon$ 曲線 (U5.1)

破壊した。Pw=0.25%のNo.9ではR=1/33のサイクル以降、軸力を保持できなかったが、Pw=0.50%のNo.10は、最終サイクルまで軸力を保持した。しかし、両試験体とも、引張軸力時では最終サイクルまで耐力が徐々に上昇した。

3.2 荷重・変位曲線

図7に、各試験体の荷重・変位曲線を示す。

(1)No.1~8(一定軸力) せん断補強筋比Pw(=0.2%)の等しいNo.1~3では、軸力比が大きくなると、最大耐力は上昇するが、最大耐力以降の耐力低下が著しくなった。

軸力比 η (=0.2)の等しいNo.2、No.4~No.7では、せん断補強筋比が大きくなると最大耐力は上昇し、最大耐力以降の耐力低下も少なくなった。しかし、Pw=1.2%のNo.7、No.8では、軸力比が大きくなるとともに、最大耐力はNo.1~No.3の場合と同様に上昇したが、最大耐力以降はNo.1~3とは異なり耐力低下は少なかった。

表4. 実験結果一覧

試験体	加力方向	曲げひびわれ発生荷重		せん断ひびわれ発生荷重		圧壊荷重		最大耐力		破壊モード ^{※3}
		R #2	Q(t)	R	Q(t)	R	Q(t)	R	Q(t)	
No.1	+	1/500	7.08	1/300	14.28	1/67	37.26	1/67	37.26	F→S
	-	1/500	4.94	1/500	18.96	1/67	36.17	1/67	36.17	
No.2	+	1/500	13.20	1/200	37.92	1/100	49.57	1/100	49.57	S
	-	1/500	16.13	1/300	35.85	1/100	49.51	1/100	49.51	
No.3	+	1/500	31.22	1/300	51.45	1/100	51.05	1/200	53.36	S
	-	1/500	27.21	1/300	40.30	1/100	42.24	1/200	47.04	
No.4	+	1/500	29.22	1/300	34.64	1/67	50.60	1/100	51.65	S
	-	1/500	29.14	1/300	33.39	1/200	39.56	1/100	50.03	
No.5	+	1/500	29.23	1/200	39.25	1/100	58.92	1/67	61.20	F→S
	-	1/500	19.06	1/200	37.21	1/100	56.00	1/67	58.38	
No.6	+	1/500	16.11	1/200	43.50	1/100	59.46	1/50	64.95	F→S
	-	1/500	13.02	1/200	41.32	1/100	60.92	1/50	64.39	
No.7	+	1/500	26.25	1/200	47.05	1/100	60.60	1/67	64.95	F→S
	-	1/500	20.30	1/200	45.15	1/100	62.47	1/50	64.39	
No.8	+	1/500	34.23	1/200	59.97	1/100	68.66	1/67	75.94	F→S
	-	1/500	30.11	1/200	59.23	1/100	72.48	1/67	73.14	
No.9	+	-	-	1/200	67.22	1/50	57.20	1/200	74.09	S
	-	1/500	6.11	1/500	7.40	1/100	30.59	1/33	38.13	
No.10	+	-	-	1/300	67.53	1/150	79.55	1/150	80.08	S
	-	1/500	7.01	1/300	9.39	-	-	1/25	38.87	
No.11	+	1/500	60.26	1/300	80.65	1/100	105.26	1/100	105.26	S
	-	1/500	51.49	1/300	66.21	1/100	82.85	1/100	84.48	
No.12	+	1/500	64.01	1/300	80.25	1/100	132.33	1/67	133.29	F→S
	-	1/500	58.20	1/500	80.36	1/100	123.02	1/100	127.28	

備考 ①: 柱頭または柱脚のかぶりコンクリートが圧壊破壊した時の荷重
②: Rは制御目標部材角
③: F=曲げ降伏 S=せん断破壊

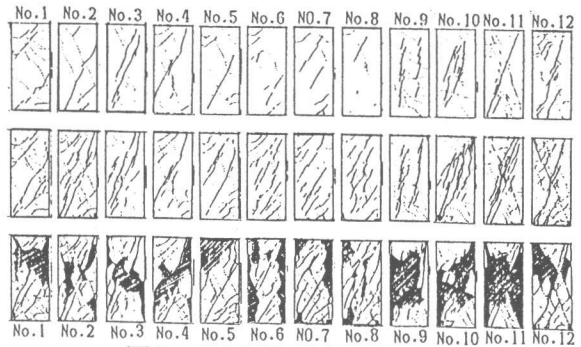


図6. ひび割れ発生状況

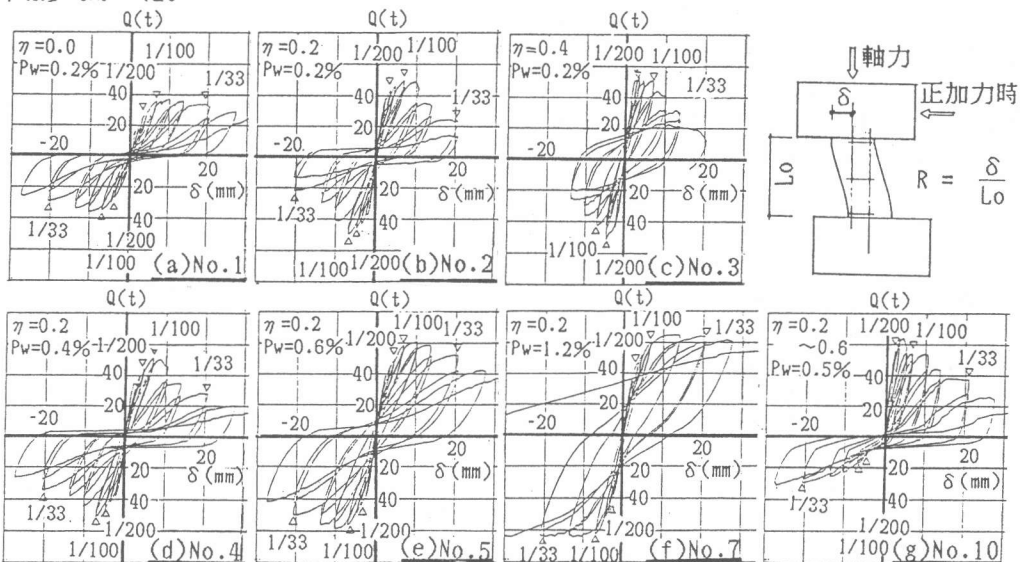


図7. 荷重・変位曲線

(2)No.9、No.10(変動軸力下) 圧縮軸力時では、 $P_w=0.5\%$ のNo.10は、 $P_w=0.25\%$ のNo.9に比べて、多少、最大耐力は大きくなったが、両試験体ともに最大耐力後急激な耐力低下を示した。また、引張軸力時では、両試験体ともに主筋の引張降伏後も荷重・変位曲線上に急激な折曲り点はなく、圧縮軸力時でせん断破壊するまで、耐力は徐々に上昇した。

3.3 せん断補強筋のひずみ

図8に、せん断補強筋のひずみ分布を示す。各試験体とも柱頭、柱脚から中央に向かってひずみが大きくなった。No.1~3では、軸力比の増加によりせん断補強筋のひずみが増加している。No.5~7では、 P_w の増加により鉄筋のひずみが小さくなり、 $P_w=1.2\%$ のNo.7では降伏ひずみの約30%の値であった。

4. 実験結果の検討

4.1 実験値と計算値との比較

表5に、各試験体の実験値と計算値との比較を示す。曲げひび割れ荷重は、実/計1が0.62~1.55、平均1.13となっており、せん断ひび割れ荷重は、実/計2が0.65~1.18、平均0.94となった。また、曲げ降伏した試験体の実験値と曲げ耐力計算値3との比は、No.1を除き0.96~1.08、平均1.05となり、実験値と計算値は良く一致した。実験値とe関数法による計算値4との比は0.91~1.05、平均1.01と良く一致した。

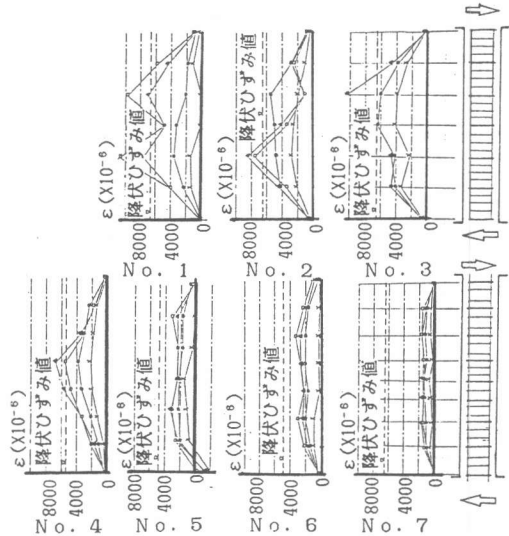


図8. せん断補強筋のひずみ分布

表5. 計算値と実験値との比較

		No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	No.7	No.8	No.9		No.10		No.11	No.12
											正	負	正	負	
曲げひび割れ荷重 (t)	実験値	7.1	13.2	31.2	29.2	29.2	16.1	26.3	34.2	—	6.1	—	7.0	60.3	64.0
	計算値1	7.0	21.3	33.3	18.9	18.9	20.0	19.8	33.1	—	6.2	—	6.2	48.8	48.8
	実/計1	1.02	0.62	0.94	1.55	1.55	0.80	1.32	1.03	—	0.98	—	1.13	1.24	1.31
せん断ひび割れ荷重 (t)	実験値	14.3	38.0	51.5	34.6	39.3	43.5	47.1	60.0	67.2	7.4	67.5	9.4	80.7	80.3
	計算値2	22.1	41.9	52.1	37.9	37.9	39.8	39.9	52.2	80.5	—	80.5	—	96.2	96.2
	実/計2	0.65	0.91	0.99	0.92	1.04	1.09	1.18	1.15	0.84	—	0.84	—	0.84	0.83
最大耐力 (t)	実験値	37.3	49.6	53.4	51.7	61.2	65.0	65.0	75.9	74.1	38.1	80.1	38.9	105.3	133.3
	計算値3	28.1	62.4	70.6	57.7	57.7	60.0	60.0	72.2	82.7	19.4	82.7	19.4	139.3	139.3
	実/計3	1.33	0.79	0.76	0.90	1.06	1.08	1.08	1.05	0.90	1.97	0.97	2.00	0.76	0.96
	計算値4	38.1	65.1	72.5	60.2	60.2	62.6	62.6	72.6	100.4	—	100.4	—	146.9	146.9
	実/計4	0.98	0.76	0.74	0.86	1.02	1.04	1.04	1.05	0.74	—	0.80	—	0.72	0.91
	計算値5	36.2	43.9	49.0	43.2	46.9	52.4	56.9	64.0	63.7	37.1	69.4	42.8	90.6	110.4
実/計5	1.03	1.13	1.09	1.20	1.30	1.24	1.14	1.19	1.16	1.03	1.15	0.91	1.16	1.21	
限界部材角 ($\times 10^{-2}$ rad) ^{*1}		3.78	1.87	1.44	1.73	3.29	>8.0	>8.0	3.60	1.86	—	1.73	—	1.56	2.17
破壊モード ^{*2}		F→S	S	S	S	F→S	F→S	F→S	F→S	S	—	S	—	S	F→S

計算値1: 曲げひび割れ荷重 $Q_{0.02} = 2(1.8\sqrt{F_c} \cdot N + D/6) \cdot \beta$
 計算値2: せん断ひび割れ荷重 $Q_{0.02} = 1.126\sqrt{F_c} \cdot b \cdot D(1 + \sigma_0 \cdot F_t) \cdot \beta \cdot (M/QD)^{0.5}$
 計算値3: 曲げ耐力 $Q_{0.02} = 2 \cdot M_0 / \beta$

計算値4: e関数法による曲げ耐力
 コンクリートの圧縮ひずみが0.3%に達するまでの最大値

$$M_0 = \left\{ \begin{array}{l} (0.0.5a_0 \cdot \sigma_v \cdot g_1 \cdot D + 0.024(1+g_1)(3.6-g_1)b \cdot D \cdot F_c) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - N_0} \right) \\ N_0 \geq N \geq N_{min} \text{の時} \\ N_0 \geq N \geq 0 \text{の時} \\ M_0 = 0.5a_0 \cdot \sigma_v \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c}) \end{array} \right.$$

$$0 \geq N \geq N_{min} \text{の時} \quad M_0 = 0.5a_0 \cdot \sigma_v \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot g_1 \cdot D$$

$$N_{max} = b \cdot D \cdot F_c + a_0 \cdot \sigma_v \cdot (kg)$$

$$N_0 = 0.22(1+g_1)b \cdot D \cdot F_c$$

$$N_{min} = a_0 \cdot \sigma_v$$

$$Q_{0.02} = \left\{ \frac{0.015k_0 \cdot k_0 \cdot (F_c + 180)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w} \cdot \sigma_{wy} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j$$

(σ_{wy} は材料試験結果による)

*1 限界部材角は最大耐力の80%に耐力低下をした部材角
 *2 破壊経過 F...曲げ降伏 (主筋引張降伏)
 S...せん断破壊

せん断破壊した試験体の実験値とせん断耐力の計算値5との比は、1.13~1.24、平均1.18となり、実験値は計算値を多少上まわっている。

4.2 軸力比 η の影響

図9に、軸力比 η が異なる試験体の包絡線を示す。軸力比 η が大きくなると最大耐力は上昇し、最大耐力時の部材角は小さくなっている。Pw=0.2%のNo.1~3では、軸力比 η が大きくなると最大耐力以降急激に耐力が低下しせん断破壊となったが、Pw=1.2%のNo.7~8では、曲げ降伏し最大耐力以降も耐力低下の小さい包絡線となった。

図10に、軸力比 η と最大耐力 (τ_u/F_c) の関係を示す。最大耐力は、軸力比 η の増加に伴いほぼ一定の割合で増加している。これは、既往の実験結果でも、同様の傾向が見られた。

4.3 せん断補強筋比の影響

図11に、一定軸力下でせん断補強筋比Pwが異なる試験体の荷重包絡線を示す。一定軸力下では、最大耐力及び最大耐力時の部材角へのPwによる相違は明瞭でないが、No.6(Pw=0.9%)、No.7(Pw=1.2%)のように、Pwが大きくなると最大耐力以降の耐力低下の小さい包絡線となった。

図12に、変動軸力下でせん断補強筋比Pwが異なる試験体の荷重包絡線を示す。変動軸力下では、包絡線はほぼ同様であるが、Pwが大きくなると圧縮軸力を保持できる最終部材角が増加する傾向が見られた。これは、せん断力が小さいうちに、圧縮軸力時では $\eta=0.6$ の一定軸力となるためと考えられる。

図13に、せん断補強量 ($Pw\sigma_{wy}/F_c$) と最大耐力 (τ_u/F_c) の関係を示す。最大耐力は、せん断補強量が増加するにつれて増加し、耐力の増加の割合はほぼ一定と考えられる。既往の実験結果でも同様の傾向が見られた。

4.4 せん断耐力算定式の検討

筆者らは¹⁾、せん断補強筋に高強度異径鉄筋を用いた柱のせん断耐力を(1)式より算定した。

$$cQ_{su1} = \left\{ \frac{0.0679Pt^{0.23}(180+F_c)}{M/Qd+0.12} + 2.7\sqrt{Pw\sigma_{wy}+0.1\sigma_o} \right\} b \cdot j \quad \dots\dots(1)$$

ただし、Pw \geq 1.2%の場合は、 Pw=1.2%
 $\sigma_{wy} \geq 6000\text{kg/cm}^2$ の場合は、 $\sigma_{wy}=6000\text{kg/cm}^2$
 $\sigma_o \geq 0.4F_c$ の場合は、 $\sigma_o=0.4F_c$ ($\sigma_o=N/bd$)

また、高強度せん断補強筋 ($\sigma_{wy} \geq 13000\text{kg/cm}^2$) を用いた柱・梁の設計用終局耐力算定式として(2)式が提案されている。¹³⁾

$$cQ_{su2} = \left\{ \frac{0.053 Pt^{0.23}(180+F_c)}{M/Qd+0.12} + 2.7\sqrt{Pw\sigma_{wy}} \right\} b \cdot j \quad \dots\dots(2)$$

ただし、Pw \geq 1.2%の場合は、 Pw=1.2%
 $\sigma_{wy} \geq 13000\text{kg/cm}^2$ の場合は、 $\sigma_{wy}=13000\text{kg/cm}^2$
 $\sigma_o \geq 0.4F_c$ の場合は、 $\sigma_o=0.4F_c$ ($\sigma_o=N/bd$)

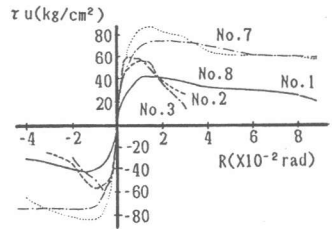


図9. 軸力の影響

■: 本実験 (曲げ降伏) ⊙: 文献 7), 8), 9)
 ○: 本実験 (せん断破壊) △: 文献 10), 11)
 ◇: 文献 4), 5) ▽: 文献 12)
 ◇: 文献 6)

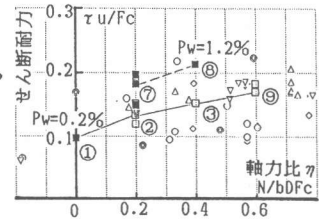


図10. 軸力とせん断耐力

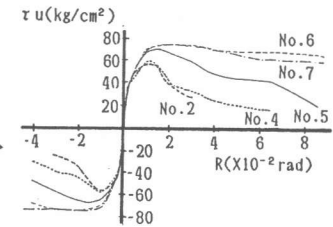


図11. 一定軸力下でのせん断補強筋比の影響

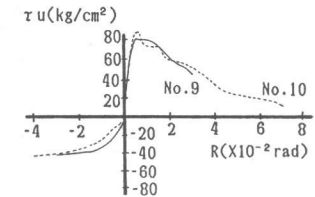


図12. 変動軸力下でのせん断補強筋比の影響

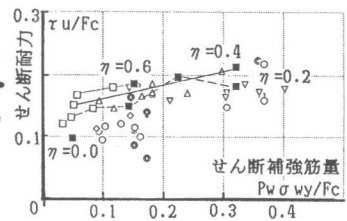


図13. せん断補強量とせん断耐力

図14に、曲げ終局耐力および(1)、(2)式より得られるせん断耐力の計算値と実験値との比較を示す。図中には既往の実験結果^{4)~12)}も示した。図より、(1)式よりも(2)式でせん断耐力を算定した場合が実験値/計算値が小さくばらつきも小さく、(1)式と(2)式で算定した計算値の比はほぼ1.2となっている。

図15に、(1)、(2)式より算定した計算値に及ぼす軸力比 η の影響を示す。 $\eta \geq 0.2$ で、既往の実験結果も含めて実験値と計算値の比は(2)式で算定したほうが低い値となっており、 $\eta \geq 0.4$ では、(2)式による計算値は軸力の項がなく、(1)式による計算値の約70%以下となっている。

5. まとめ

高軸力下における高強度コンクリート柱の曲げ・せん断実験を行った結果をまとめると、以下のようである。

- (1) 軸力比が大きくなると、最大耐力は一定の割合で上昇する。せん断補強筋比の小さい試験体では、高軸力比になると、最大耐力以降急激な耐力低下を示すせん断破壊へ移行したが、せん断補強筋比の大きい試験体では、耐力低下は小さくなった。
- (2) せん断補強筋のひずみは、せん断補強筋比が大きくなると小さくなり、 $P_w \geq 1.0\%$ 以上の場合には降伏時ひずみの1/3程度にしか達していない。
- (3) せん断耐力算定式(2)式は、(1)式よりも実験結果を過小評価しており、軸力の影響を考慮する必要があると思われる。

参考文献

- 1) 柳沢、伊藤ほか：超高層鉄筋コンクリート構造物の耐震設計に関する研究(その1)~(その3)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1988、pp.497~502
- 2) 柳沢、磯、松野、岡田：同題目(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1988、pp.503~504
- 3) 松野、岡田：日本国土開発高層RCシステムの開発(その3：柱の曲げ・せん断実験)、日本国土開発技術研究報告No.8特集号、1988、pp.39~61
- 4) 菅野、長嶋ほか：超高層RC建物における柱および架構に関する実験的研究、柳竹中工務店技術研究報告、1986年5月、pp.17~28
- 5) 菅野、長嶋ほか：超高層RC建物における柱に関する実験的研究(高強度コンクリート柱の中心圧縮実験及び曲げせん断実験)、柳竹中工務店技術研究報告、1987年11月、pp.35~53
- 6) 齊藤、芳賀ほか：熊谷組超高層RC構法(KHRシステム)の開発(その3：高軸力を受ける柱の実験)、熊谷組技術研究所報、No.41、1987年3月、pp.21~35
- 7) 松谷、小野ほか：超高層RC造集合住宅の設計と各種開発実験、柳湾池組技術研究開発発表会論文集、1985年6月、pp.65~93
- 8) 六車、松谷ほか：超高層鉄筋コンクリート住宅における構造実験(4：柱部材実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986、pp.155~156
- 9) 六車、松谷ほか：超高層鉄筋コンクリート住宅の耐震設計(4：柱部材実験)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1987、pp.329~330
- 10) 最上、小林ほか：高層RC積層工法開発にともなう構造実験、大成建設柳竹技術研究所報、No.16、1986、pp.109~120
- 11) 吉崎、最上ほか：RC積層工法による超高層骨組の構造実験(その2：高軸力を受ける柱の実験)、大成建設柳竹技術研究所報、No.18、1986、pp.127~141
- 12) 岩倉、本田ほか：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の実験的研究(リング筋・角スパイラル筋・芯鉄筋を用いた補強方法の検討)、東急建設技術研究所報、No.12、1986、pp.49~54
- 13) 高周波熱練柳：鉄筋コンクリート造はり、柱のせん断補強筋としてPC鋼棒ウルボンを使用する工法設計指針(BCJ-C1166)、1987

τ_u : 実験値
 $\tau_u(1)$: (1)式による計算値
 $\tau_u(2)$: (2)式による計算値
 τ_{mu} : 曲げ耐力計算値

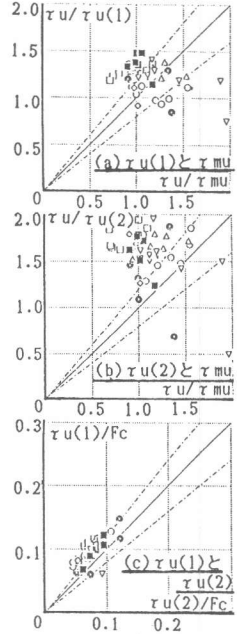


図14. せん断耐力の実験値と計算値との比較

■: 本実験(曲げ破壊) ○: 文献 7), 8), 9)
□: 本実験(せん断破壊) △: 文献 10), 11)
◇: 文献 4), 5) ▼: 文献 12)
○: 文献 6)

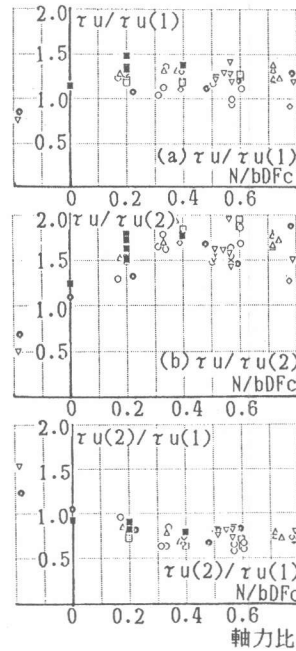


図15. 軸力のせん断耐力計算値に及ぼす影響