

論文

[2049] 高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を用いた RC 柱の せん断耐力と変形性能に関する実験的研究

正会員○板倉康久（松村組技術研究所）

正会員 安居功二（松村組技術研究所）

正会員 張 富 明（松村組技術研究所）

正会員 益 尾 潔（日本建築総合試験所）

1. はじめに

近年、超高層 RC 造建築物の研究・開発が行われ、広く実用化されつつある [1]。これらの RC 建物では、曲げ降伏機構による地震時の入力エネルギーの消費を意図して、靱性に重点をおいた梁降伏先行型の全体崩壊形の設計方針が採られ、梁および 1 階柱脚に曲げ降伏ヒンジの発生が想定される。したがって、梁の靱性確保とともに 1 階柱では靱性確保と軸力負担が要求され、2 階以上の柱には、十分な耐力と軸力負担が要求される。このために、高強度コンクリートの使用と共にせん断補強筋に高強度鉄筋を用いている。筆者らは、 $F_c 600 \text{ kg/cm}^2$ の高強度コンクリートと 80 kg/mm^2 級のせん断補強筋を用いた高層 RC 建物の低層階柱について、耐震設計に必要な基礎資料を得ることを目的とし、せん断耐力と曲げ降伏以後の変形性能を把握するための実験を行い、主に、せん断補強筋比と軸力比が耐力と変形性能に与える影響について検討するとともに、せん断耐力および靱性について既往のデータを含めて検討する。

2. 実験概要

2.1 試験体

表 1 に試験体一覧を、図 1 に試験体詳細を示す。試験体は、試設計の低層階を対象にし、それを縮尺 1/3 でモデル化したものである。標準試験体 C-1、C-6 に対して、実験変数をせん断補強筋比と軸力とし、せん断補強筋比で 1.5 倍、軸力比で 2.0 倍を目度に、C-5、C-10 以外の試験体を設定した。断面は全て $317 \text{ mm} \times 317 \text{ mm}$ 、内法高さは、70cm と 150cm である。主筋は、SD390 の D13 を用いた。せん断補強筋は、高強度鉄筋 (80 kgf/mm^2 級) の 4ϕ 、 5ϕ を用い、外周・副帯筋とも溶接閉鎖形で、その形状を、田型とした。内柱を対象とした、C-1～C-4、C-6～C-9 は一定軸力外柱を対象とした C-5、C-10 は、設計の状況を、せん断力と比例する軸力として反映した変動軸力とした。

表 1 試験体の諸元一覧表

記号	C-1	C-2	C-3	C-4	C-5	C-6	C-7	C-8	C-9	C-10	
b x D	317mmx317mm										
内法mm	700mm					1500mm					
M/QD	1.105					2.36					
主筋(Pg(%))	16-D13(2.02)										
芯筋(Pw(%))	—				8-D13(1.01)		—				8-D13(1.01)
剪断補強筋	4φ854	5φ854	4φ854	5φ854	4φ854	4φ840	5φ840	4φ840	5φ840	4φ840	
Pw(%)	0.29	0.46	0.29	0.46	0.29	0.40	0.62	0.40	0.62	0.40	
σ _s 」	”589kg/cm ²					”605kg/cm ²					
N(tf)	135.1		279		-97~279	135.1		279		-97~279	
η=N/bDσ _s	0.23		0.47		-0.16~0.47	0.22		0.46		-0.16~0.47	

1): 試験体と同一場所で封緘養生したテストシリンドラの試験期間の平均圧縮強度

2): 表-2における28日強度と36日強度の平均値

3): 表-2における36日強度と45日強度の平均値

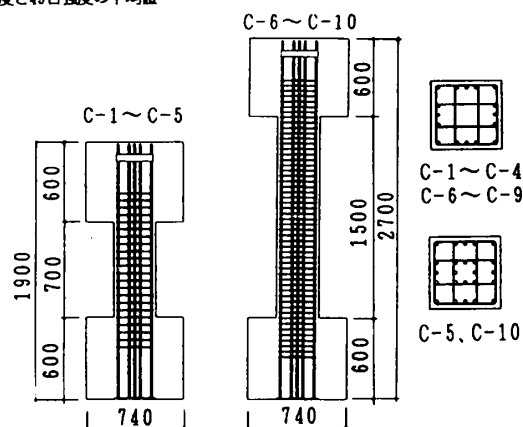


図 1 試験体詳細図

2. 2 使用材料

表2にコンクリートと鉄筋の試験結果を、図2、3にコンクリートと鉄筋の応力度(σ)とひずみ度(ε)の関係を示す。コンクリートは、普通ポルトランドセメントを用い、粗骨材には最大粒径15mm以下の豆砂利を使用した。鉄筋は、主筋・芯筋では、SD390を用い、せん断補強筋は、80kgf/mm²級を用いた。せん断補強筋の引張降伏強度は、明確な降伏棚がないことから0.2%オフセット値で示す。

表2 材料試験結果

コンクリート					鉄筋			
試験日	σ_c	ε_c	E_{c1}	σ_c	径	σ_y	σ_u	E_s
28日強度	577	2.75	2.91	37.0	D13	4420	6220	1.87
36日強度	600	2.42	3.07	39.7	4 ϕ	8960	10190	2.06
45日強度	609	2.63	3.09	40.3	5 ϕ	8350	10500	1.74

1) 1/3 σ_c 時の割線剛性、4 ϕ : $a_t=0.1252\text{cm}^2$, 5 ϕ : $a_t=0.1963\text{cm}^2$
 *) 0.2%オフセット値を示す。
 σ_c : 圧縮強度(kg/cm²) ε_c : 圧縮強度時歪($\times 10^{-3}$)
 E_{c1} : 係数($\times 10^4\text{kg/cm}^2$) σ_c : 割線強度(kg/cm²)
 σ_y : 降伏耐力(kg/cm²) σ_u : 引張強度(kg/cm²)
 E_s : 係数($\times 10^4\text{kg/cm}^2$)

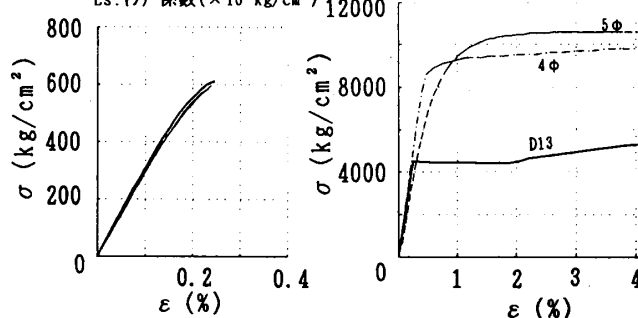


図2 コンクリートの σ - ε 関係

2. 3 加力方法および計測方法

加力は、建研式荷重装置を用い、いずれも逆対称変形が生じるように、変位制御による正負交番漸増繰返し荷重である。荷重経路は、C-1~C-5では、部材角 $R=5, 7.5, 10, 15, 20 \times 10^{-3}\text{rad}$ で、C-6~C-10では、部材角 $R=5, 10, 20, 30, 40 \times 10^{-3}\text{rad}$ でそれぞれ各3サイクル後、正加力方向へ押し切るものとした。計測については、試験区間の軸方向変形と水平変形を計測し、C-6~C-10では、上下支持部間の平行度とともに端部1D区間の水平変形、軸方向変形も計測した。鉄筋のひずみ度については、C-1~C-5では、試験区間、C-6~C-10では、主に端部1D区間を対象に、その区間の主筋とせん断補強筋について計測した。

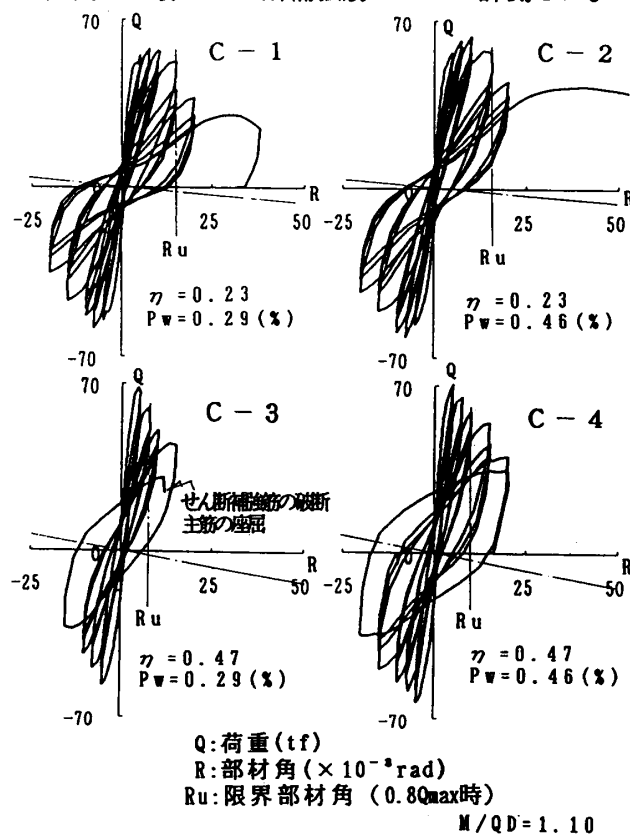


図4 荷重-部材角関係(短柱試験体)

3. 実験結果

3. 1 破壊性状

図4、5に各試験体の荷重と部材角の関係を示す。

短柱試験体(C-1~C-5): 破壊モードは、いずれもせん断系であった。各試験体とも、同様の現象を呈したが、軸力比の高い試験体では、斜めひび割れ、主筋の降伏が先行し、いずれも斜めひび割れの発生後、最大耐力に至った。

最大耐力時に、せん断補強筋は、軸力比 $\eta=0.23$ のC-1、C-2では、ほぼ降伏ひずみに達していたが、軸力比0.47のC-3、C-4では、降伏に至っていない。

いずれも最大耐力以後、繰返し荷重における耐力低下が大きい、とくに、軸力比が高くせん断補強筋量の少ないC-3では、部材角 $15 \times 10^{-3}\text{rad}$ の2

サイクル目にせん断補強筋の破断と主筋の座屈がほぼ同時に起こり、瞬時に軸力の保持が不可能となった。

長柱試験体(C-6～C-10):破壊モードは、いずれも曲げ系であった。最大耐力時まで、各試験体とも、ほぼ同様の現象を呈したが、軸力比の高い試験体では、端部かぶりコンクリートの圧壊が先行した。最大耐力時に、軸力比に関わらず、せん断補強筋はいずれも降伏に至らず、材端部のせん断補強筋のひずみは、降伏ひずみに対して約1割程度のひずみレベルであった。最大耐力以後、軸力比 $\eta=0.22$ のC-6、C-7ではP- σ 効果による耐力低下で推移し、材端部のせん断補強筋の降伏、主筋の座屈を生じが、部材角 100×10^{-3} radまで顕著な耐力低下を生じなかった。軸力比 $\eta=0.46$ のC-8、C-9では、繰返し载荷における耐力低下が著しく、部材角 $30 \sim 40 \times 10^{-3}$ radで軸力保持が不可能となり、実験を終了した。なお、C-8、C-9では、最大耐力以後の7、6サイクル目で部材角 $R=10 \times 10^{-3}$ rad時に载荷面に縦ひび割れが生じ、同時に材中央部分のせん断補強筋のひずみの進展がみられた。短柱・長柱各試験体の性状から、せん断耐力および曲げ変形能が、必ずしもせん断補強筋量(P_w)に比例しないと思われる。

3.3 せん断補強筋のひずみ度性状

図6に、代表的な試験体のせん断補強筋のひずみ分布状況を示す。図7に、短柱・長柱試験体のせん断補強筋の実測ひずみ度の平均(短柱:中央部a1区間、長柱:材端部a2区間(図6))を ε とし、代表的な試験体の ε -部材角(R)関係を荷重(Q)-部材角(R)関係と併せて示す。短柱の場合、各試験体とも、せん断補強筋のひずみ度分布は、加力方向では材長方向で中央部が大きい、放物線となる。長柱の場合、各試験体とも、せん断補強筋のひずみ度分布は、材端部の進行が著しい。軸力比 $\eta=0.46$ のC-8とC-9の柱中央部のせん断補強

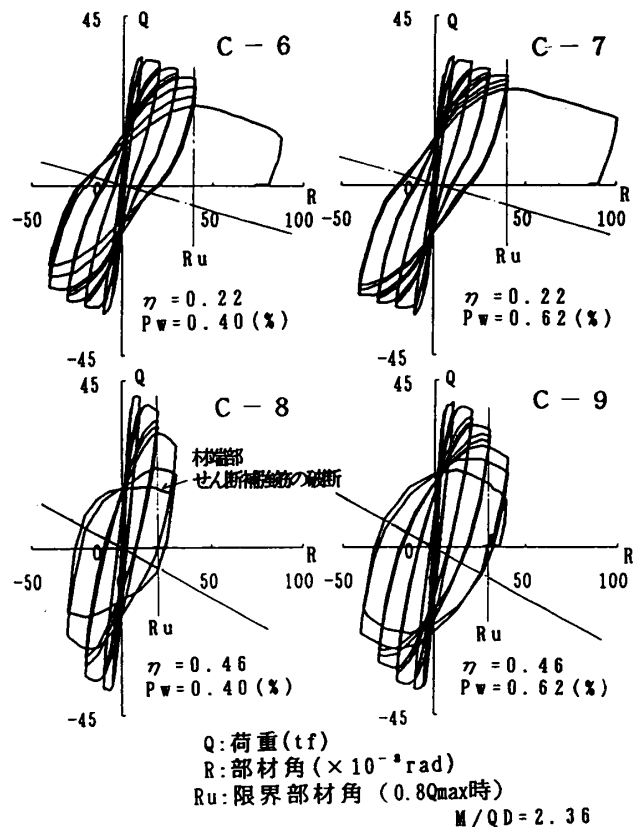


図5 荷重-部材角関係(長柱試験体)

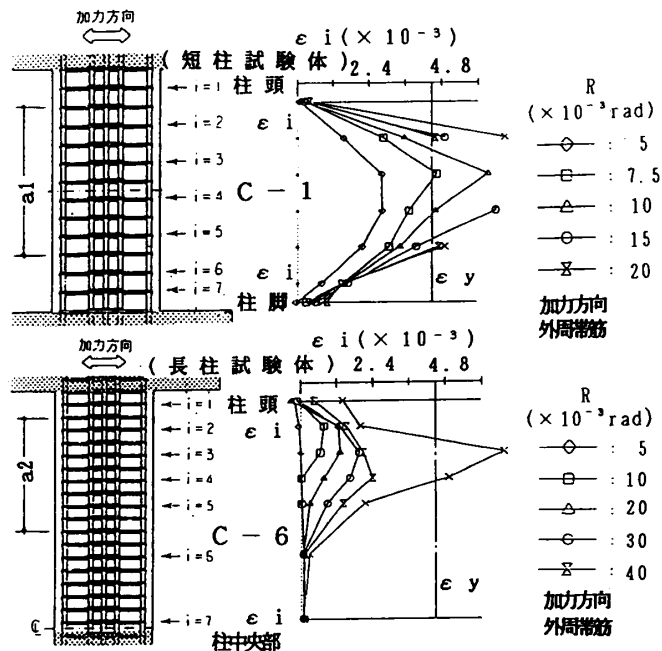


図6 せん断補強筋ひずみ度分布

筋ひずみ度は、載荷面の縦ひび割れの発生と進展に伴って、加力方向の水平変形とともに進展するが、軸力比の低いC-6、C-7ではほとんど進行しない。短柱の場合、せん断補強筋比の大きい試験体ほど同一部材角におけるひずみ度が小さくなる傾向であった。また、補強筋比が同一の試験体で、軸力の異なる場合は、軸力の大きいほど最大耐力時での、せん断補強筋のひずみ度が小さく、部材角も小さい(図7)。長柱の場合、軸力比の低い試験体の場合、せん断補強筋のひずみ度は、1.56倍程度のせん断補強筋比の差による顕著な差は確認出来ない。また、軸力比の高い試験体の場合、最大耐力以後、せん断補強筋のひずみ度の進展が顕著である(図7)が、せん断補強筋比の大きい場合のひずみ度の進行は比較的小さい結果であった。

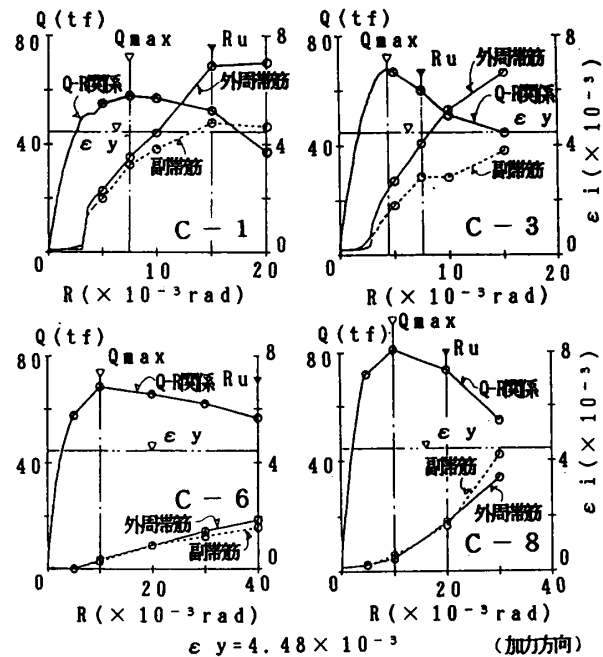


図7 荷重(Q)、せん断補強筋ひずみ度(ε) - 部材角(R)関係

4. 実験結果の検討

4. 1 実験値と計算値

表3に各試験体の実験値と計算値との比較を示す。短柱の曲げひび割れ強度の実験値は、軸力比が小さい場合(C-1とC-2)は計算値に対して0.78~0.82倍、軸力比が大きい場合(C-3, C-4, C-5)は

表3 実験結果と計算結果の概要

試験体			曲げひび割れ耐力 (tf)		せん断ひび割れ耐力 (tf)		最大耐力 の実験値 (tf)	曲げ耐力計算値 (tf)		せん断耐力計算値 (tf)				限界部材角Ru (×10 ⁻³ rad)	
			実験値	Qbc計 実/計	実験値	Qsc計 実/計		Qm1	Qm2	実計				実験値	指針式
										Qsu1	Qsu2	Qsu3	Qsu4		
短柱試験体	C-1		24.0	30.6 0.78	39.9	32.3 1.23	58.5	67.7 0.86	72.0 0.81	53.9 1.09	35.9 1.63	33.6 1.74	53.7 1.09	15	—
	C-2		25.1	30.6 0.82	50.0	32.3 1.55	63.7	67.7 0.92	72.0 0.89	66.5 0.96	38.2 1.67	37.6 1.69	55.9 1.14	15	—
	C-3		56.8	55.2 1.03	49.8	49.0 1.02	68.4	70.7 0.97	81.2 0.84	53.9 1.27	35.9 1.91	33.6 2.04	65.0 1.05	7.5	—
	C-4		58.0	55.2 1.05	56.0	49.0 1.14	70.8	70.7 1.00	81.2 0.87	66.5 1.07	38.2 1.85	37.6 1.88	67.3 1.05	10	—
	C-5	正	69.3	55.4 1.25	59.8	35.5 1.68	69.3	72.6 0.96	82.9 0.84	53.9 1.29	35.9 1.93	33.6 2.06	65.0 1.07	10	—
負		8.6	7.7 1.12	—	—	20.5	15.3 1.34	14.8 1.39	16.7 (全補強式) 1.23				—	—	
長柱試験体	C-6		15.1	14.3 1.06	31.5	22.8 1.38	34.3	31.9 1.08	33.9 1.01	60.4 0.57	25.2 1.36	33.7 1.02	39.5 0.87	40	15.6
	C-7		18.0	14.3 1.26	28.2	22.8 1.24	34.3	31.9 1.08	33.9 1.01	79.2 0.43	27.8 1.23	44.8 0.77	42.1 0.81	40	42.8
	C-8		31.5	25.7 1.23	40.8	34.3 1.19	41.0	33.8 1.21	39.0 1.05	60.4 0.68	25.2 1.63	33.7 1.22	50.8 0.81	20	12.8
	C-9		31.0	25.7 1.21	38.0	34.3 1.11	39.2	33.8 1.16	39.0 1.01	79.2 0.49	27.8 1.41	44.8 0.88	53.4 0.74	30	38.3
	C-10	正	24.0	25.8 0.93	41.0	34.5 1.19	41.2	34.7 1.19	39.8 1.04	60.4 0.68	25.2 1.63	33.7 1.22	50.8 0.81	20	11.3
		負	4.9	3.5 1.40	—	—	13.5	7.1 1.90	6.9 1.96	22.5 (全補強式) 0.60				—	—

Qbc計: $1.8/\sigma_s \cdot Z_e + N \cdot Z_e/A$

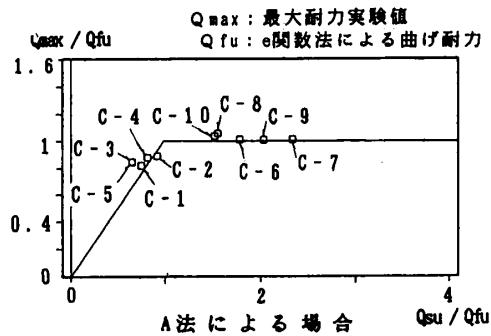
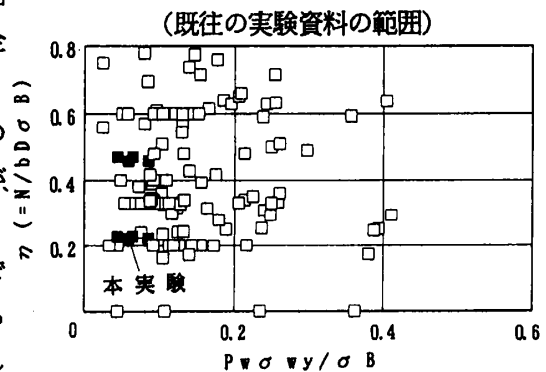
Qsc計: $(1 + \sigma_o/150) \cdot 0.085 \cdot k_c \cdot (500 + f_c) / \{ (M/QD) + 1.7 \}$ b)

指針式: 終局強度型鋼筋付指針式

Qm1: AC I法 Qsu1: A法(Rup=0) [4] Qsu3: KSS式 [5]

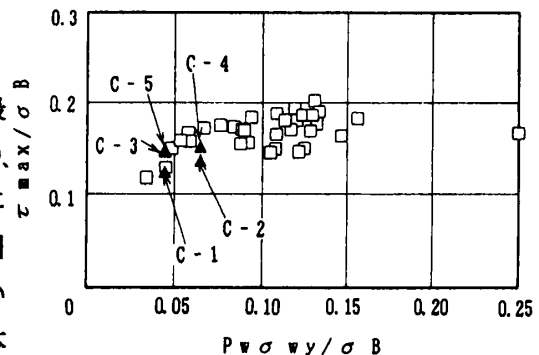
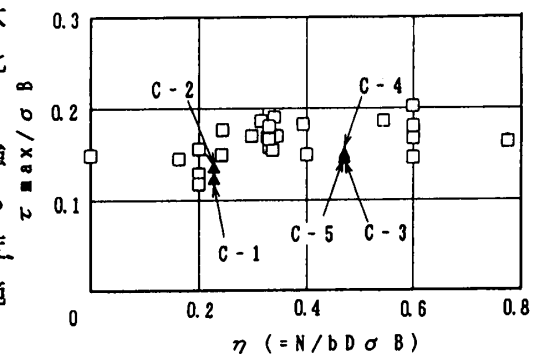
Qm2: e関数法 Qsu2: 荒川min式 [6] Qsu4: 修正荒川max式 [7]

計算値に対して1.03～1.25倍である。長柱の曲げひび割れ強度の実験値は計算値に対し、引張軸力の場合は1.40倍、圧縮軸力の場合は0.93～1.26倍とバラツキがある。一方、柱のせん断ひび割れ強度の実験値は、短柱・長柱を問わず、いずれも計算値より高く、その比は最大1.55倍である(C-2)。最大耐力については、せん断系破壊した短柱試験体の場合、A法($R_F=0$)[4]の計算値は実験値より若干低いが、概ねせん断強度を評価していると思われる。KSS式[5]と荒川min式[6]による計算値は、実験値の約半分を実験値を大きく下回った結果で、安全側の評価である。引張軸力の場合、全補強式、ACI法およびe関数法の計算値は、実験値の7割ないし8割であった。曲げ系破壊した長柱試験体の最大耐力は、e関数法による計算値との対応が良いが、A法($R_F=0$)と修正荒川mean式[7]の計算値を下回っており、せん断強度の計算値は実験値の1.15～2.33倍である。図8に、各実験値(Q_{max})およびA法($R_F=0$)によるせん断耐力計算値(Q_{su})を曲げ強度計算値(Q_{fu})で除した、 Q_{max}/Q_{fu} と Q_{su}/Q_{fu} の関係を示す。図から、本実験では、A法の適合は良いといえる。

図8 Q_{max}/Q_{fu} - Q_{su}/Q_{fu} 関係図9 $\eta (=N/bD\sigma_B)$ - $Pw\sigma_{wy}/\sigma_B$ 関係

4.2 最大耐力について

せん断系の破壊をした短柱試験体(C-1～C-5)の最大耐力について、 $Pw\sigma_{wy}/\sigma_B$ と軸力比を横軸にとり、図10、11に示す。本実験以外のデータは、図9に示す範囲にある130体の既往の実験結果[8]～[29]の中でせん断破壊と報告されている試験体31体について[8]～[16]プロットしたものである。この図の本実験結果から、同一軸力比でせん断補強筋量を増量した場合、また、その逆の場合についても耐力は、上昇する傾向であるが、せん断補強筋量の増大による最大耐力の上昇に対する効果は、軸力比の大きい場合に比較して、軸力比の小さい場合に大きい結果であった。また、軸力比の増加に伴った耐力上昇は、せん断補強筋比が大きい場合その割合が鈍化する傾向であるともいえる。既往の実験結果からも、軸力比0.4 $bD\sigma_B$ 程度あるいは、せん断補強筋量($Pw\sigma_{wy}$) 0.1 σ_B 以上の範囲では、耐力上昇が頭打ちの傾向が見られる。

図10 τ_{max}/σ_B - $Pw\sigma_{wy}/\sigma_B$ 関係図11 τ_{max}/σ_B - $\eta (=N/bD\sigma_B)$ 関係

4.3 限界変形について

表3に、長柱試験体の限界部材角の実験値（最大耐力の80%に水平耐力が低下した時点の部材角（1回目包絡線））と終局強度型耐震設計指針による計算値を示す。表の結果が示すように、ばらつきが大きく、高軸力では危険側に評価されている場合がある。図12、13に、 $Pw\sigma wy/\sigma B$ 、軸力比と限界部材角の関係を示す。この図から限界変形能を高める効果についてはせん断補強筋量の増加では、低軸力の場合より、高軸力の試験体について有効であった。軸力比の増加は、限界変形能を低下させる大きな要因であるが、せん断補強筋量を適切に増量することにより、改善が可能と考えられる。

5. まとめ

高強度コンクリートおよび80kg/mm²級高強度せん断補強筋を用いたRC柱の実験を行った結果から得られた主な結論を以下にまとめる。

(1) 短柱RC柱の場合、せん断補強筋量の増大による最大耐力の上昇に対する効果は、軸力比の大きい場合に比較して、軸力比の小さい場合に大きい結果であった。また、軸力比の増加に伴った耐力上昇は、せん断補強筋比が大きい場合その割合が鈍化する傾向であった。(2) 変形能を高める効果は、せん断補強筋量の増大では、低軸力の場合より、高軸力の場合に有効であった。また、軸力の増大は、限界変形能を低下させる大きな要因であった。(3) 80kgf/mm²級のせん断補強筋を用いたRC短柱の終局せん断耐力は、塑性理論のA法により評価される。(4) 終局強度型耐震指針による限界部材角は、計算上軸力の影響を受けないが、高軸力の場合危険側に評価されることがある。

[参考文献]

- 1) 日本建築学会：高強度コンクリートの現状、1991.1. 2) 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. 3) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料、1987. 4) 南宏一、渡辺史夫：RC耐震部材のせん断設計法の開発—日本建築学会RC耐震設計小委員会せん断WGの考え方、RC耐震壁のマクロモデルとFEMマイクロモデルに関するパネルディスカッション論文集、JCI、1988、PP.21~PP.40. 5) (株)神戸製鋼所：鉄筋コンクリート造梁、柱に用いる高強度せん断補強筋デューブの設計施工指針・同解説(BCJ-C1289(変1))、1991.6. 6) 荒川 卓：鉄筋コンクリートはりの許容せん断力とせん断補強について、日本建築学会大会要稿集、1969.8、PP.891~PP.892. 7) 広沢雅也、他：軸力を受ける鉄筋コンクリート部材の強度と粘り、日本建築学会大会要稿集、1971.11、PP.819~PP.820. 8) 菅野俊夫、他：超高層鉄筋コンクリート造建物の柱および梁に関する実験的研究、日本建築学会大会要稿集、'85.10、PP.145~PP.150. 9) 吉田俊夫、他：超高層鉄筋コンクリート造建物に関する実験的研究、日本建築学会大会要稿集、'86.8、PP.161~PP.162. 10) 角 彰、他：高強度せん断補強筋により横拘束されたRC柱に関する実験的研究、日本建築学会大会要稿集、'86.8、PP.383~PP.384. 11) 坂尾恵司、他：超高層鉄筋コンクリート造建物の耐震性に関する研究、日本建築学会大会要稿集、'87.10、PP.319~PP.320. 12) 村本道哉、他：溶接補強した鉄筋リング帯筋により横拘束された鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究、日本建築学会大会要稿集、'87.10、PP.495~PP.498. 13) 橋元政美、他：高強度鉄筋SD50を用いた鉄筋コンクリート部材の研究、日本建築学会大会要稿集、'88.10、PP.661~PP.662. 14) 来田義弘、他：超高強度鉄筋コンクリート造柱の曲げせん断実験、日本建築学会大会要稿集、'88.10、PP.697~PP.698. 15) 中橋 正、他：超高層鉄筋コンクリート構造建物の耐震設計に関する研究、日本建築学会大会要稿集、'88.10、PP.503~PP.504. 16) 上出美智雄、他：超高層鉄筋コンクリート構造建物の耐震設計に関する研究、日本建築学会大会要稿集、'89.10、PP.799~PP.802. 17) 山八真吾、他：超高層鉄筋コンクリート造住宅における構造実験、日本建築学会大会要稿集、'85.10、PP.139~PP.140. 18) 坂口 昇、他：超高層RC造住宅の構造特性に関する研究、日本建築学会大会要稿集、'85.10、PP.159~PP.158. 19) 小林 淳、他：RC積層工法による超高層骨組の構造実験、日本建築学会大会要稿集、'86.8、PP.179~PP.180. 20) 石田潤一郎、他：超高層鉄筋コンクリート造住宅における構造実験、日本建築学会大会要稿集、'86.8、PP.155~PP.156. 21) 長島俊雄、他：高強度コンクリート及び高強度横補強筋を用いたRC部材の実験的研究、日本建築学会大会要稿集、'87.10、PP.481~PP.482. 22) 久保田雅春、他：25階建鉄筋コンクリート造集合住宅の耐震設計、日本建築学会大会要稿集、'88.10、PP.321~PP.324. 23) 成原弘之、他：RC積層工法による超高層骨組の構造実験、日本建築学会大会要稿集、'88.10、PP.471~PP.472. 24) 森本敏幸、他：超高層鉄筋コンクリート造集合住宅の耐震設計、日本建築学会大会要稿集、'88.10、PP.493~PP.494. 25) 唐津敏一、他：8000kg/cm²級高強度せん断補強筋を用いた鉄筋コンクリート柱のせん断耐力と曲げ特性、日本建築学会大会要稿集、'89.10、PP.689~PP.692. 26) 上 寛樹、他：高強度横補強筋と高強度コンクリートを用いたRC柱部材の多数繰返し荷重下における荷重-変形特性、日本建築学会大会要稿集、'89.10、PP.703~PP.706. 27) 山本俊彦、他：高強度鉄筋コンクリート柱に関する実験的研究、日本建築学会大会要稿集、'89.10、PP.739~PP.744. 28) 阿世賀 宏、他：高層RC建築物の研究、日本建築学会大会要稿集、'89.10、PP.795~PP.796. 29) 鈴木英之、他：純ラーメン構造による超高層RC造集合住宅の耐震設計、日本建築学会大会要稿集、'89.10、PP.809~PP.810.

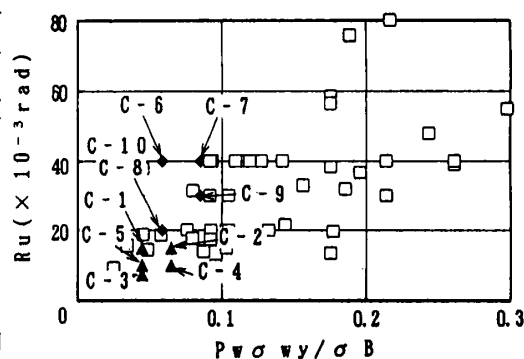


図12 $Ru - Pw\sigma wy/\sigma B$ 関係

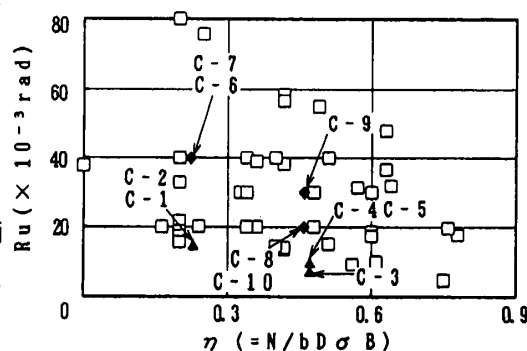


図13 $Ru - \eta (=N/bd\sigma B)$ 関係