

論文 鉄筋コンクリート造柱の軸力支持限界と耐震診断基準値

山崎 和宏*1・田才 晃*2

要旨: 既往の研究について、2001年度に改定された耐震診断基準における残存軸耐力の規定について、その妥当性を検証するため、既往の研究結果を踏まえ、比較的低強度のコンクリートの柱を対象とし、 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ (%) の範囲について直接実験により確認した。その結果極脆性柱、せん断柱ともに、帯筋比 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ (%) の範囲における耐震診断基準の規定は、概ね安全側であることが確認できた。同じく曲げ柱でも、帯筋比 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ (%) の範囲で規定の安全性を確認したが、 $F=3.0$ での規定には余裕がないことが判明した。

キーワード: 耐震診断基準, 定軸力, 残存軸耐力, 極脆性柱, せん断柱, 曲げ柱

1. はじめに

2001年に改訂された日本建築防災協会の「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説」¹⁾ (以下、耐震診断基準と略す) では、建物の終局限界を定めるに際し、柱の残存軸耐力の考え方が新たに取り入れられた。これによると、柱の変形レベルに応じた軸支持能力の低下が定義されている。しかし、残存軸耐力を直接検証した実験例は多くなく、特に帯筋比が $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ (%) の範囲ではきわめて少ないことが、耐震診断基準にも記されている。そこで、本研究では、既往の研究における軸力支持能力喪失変形を調べ、その結果を踏まえて構造実験により、耐震診断基準における残存軸耐力の規定の妥当性を検証した。

2. 既往の研究について

独立柱を対象とし、定軸力を支持できなくなるまで水平載荷した既往の実験研究^{3)~17)}を調べた。データの範囲は、コンクリート強度 $15 \sim 36$ (N/mm^2)、帯筋比 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ (%) において選定し、軸力支持能力喪失変形が明確に報告されているものとした。 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ (%) における耐震診断基準と比較した。(図-1)

柱の分類は、耐震診断基準に従い分類し、部材の変形能力を表すF値は基準高さを柱幅の4倍として層間変形角を求め、実験中に軸力支持が不能

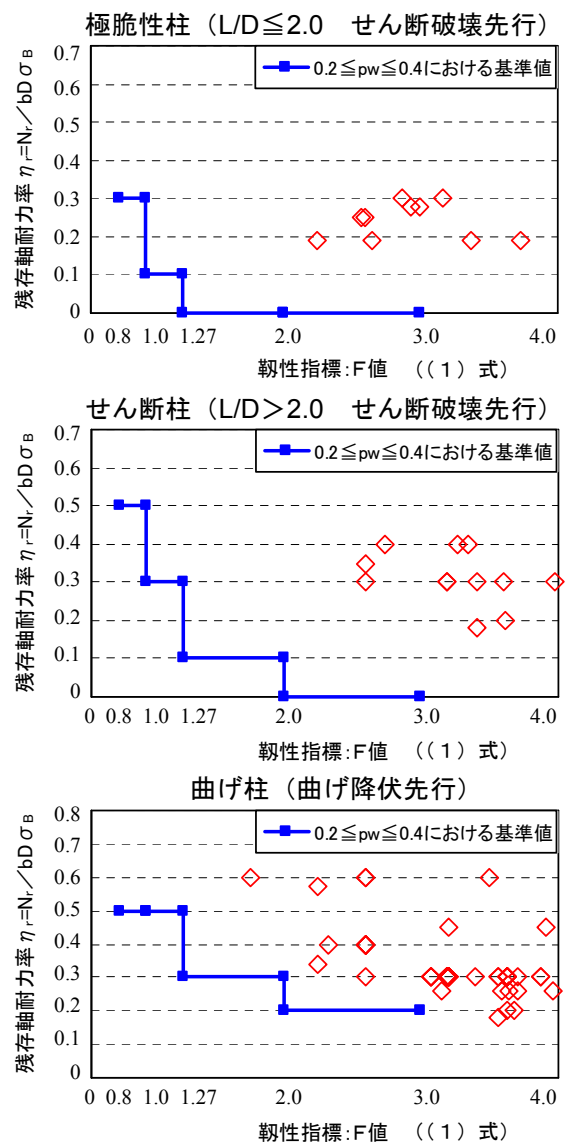


図-1 既往の実験による残存軸耐力率

*1 横浜国立大学 大学院工学府社会空間システム学専攻 建築学コース (正会員)

*2 横浜国立大学 大学院工学研究院 システムの創生部門 建築学コース教授 工博 (正会員)

となるまでに経験した最大層間変形角 R_{ru} を用い、次式によって求めた。

$$F = \frac{\sqrt{2R_{ru}/R_y - 1}}{0.75(1 + 0.05R_{ru}/R_y)} \quad (1)$$

R_y : 降伏変形角、 $1/150$ とする

R_{ru} : 定軸力支持能力喪失前最大層間変形角

極脆性柱では、プロットされた F 値は基準値に比べ余裕があることがわかる。せん断柱においても同様の傾向が見られるが、軸力レベルが高いと F 値が下がる傾向がやや見られる。曲げ柱では、軸力レベルと F 値の相関はさらに顕著であり、加えて、耐震診断基準の残存軸耐力の規定値に余裕があまりないことが見て取れる。これらの傾向は、脆い柱ほど軸力支持能力の喪失が早いという耐震診断基準の主張と一見相反しているように見えるが、ここで示した既往の研究が、必ずしも耐震診断基準の規定値を検証する目的で変数が選定されたわけではないことも要因と考えられる。

そこで、 $0.2 \leq p_w \leq 0.4(\%)$ の範囲における耐震診断基準の残存軸耐力の規定を直接検証することを意図して、 p_w の下限値で、安全側の検討として、低強度のコンクリート柱に対し、構造実験を行った。

3. 実験概要

3.1 試験体概要

試験体諸元を表-1に示す。試験体 No.3, No.4 の配筋図を図-2に示す。試験体に用いた鉄筋の材料試験結果を表-2に示す。試験体は、比較的 low strength のコンクリートの柱を対象とし $F_c=20$ (N/mm^2) 以下となるように計画した。せん断補強筋比は耐震診断基準の $0.2 \leq p_w \leq 0.4(\%)$ の下限値として $p_w=0.192(\%)$ とした。軸力比、せん断補強筋比、主筋量を一定として、柱高さをパラメータにすることで、極脆性柱、せん断柱、及び曲げ柱を製作した。それぞれの破壊形式で同一の試験体を2体ずつ合計6体製作し、加力方法の異なる実験を行い変形量 (F 値) に応じた残存軸耐力を求めた。

表-1中にはそれぞれの試験体におけるコンクリート強度を示した。水平加力の際はこのコンクリート強度を用い、軸力比 η ($=N/bD\sigma_B$) がほ

表-1 試験体諸元

名称	b×D (mm)	L (mm)	主筋 Pt(%)	せん断補強筋比	軸力 N(kN)	η	σ_B (MPa)
No.1	250×250	375	12-D10 0.52	2-D4@55 0.192	225	0.20	17.7
No.2		500					
No.3					0.18	16.8	
No.4							225
No.5					1000	0.18	
No.6							

$b \times D$: 幅×せい L: 内法高さ $\eta = N/bD\sigma_B$ N: 一定軸力 σ_B : 実験日コンクリート強度

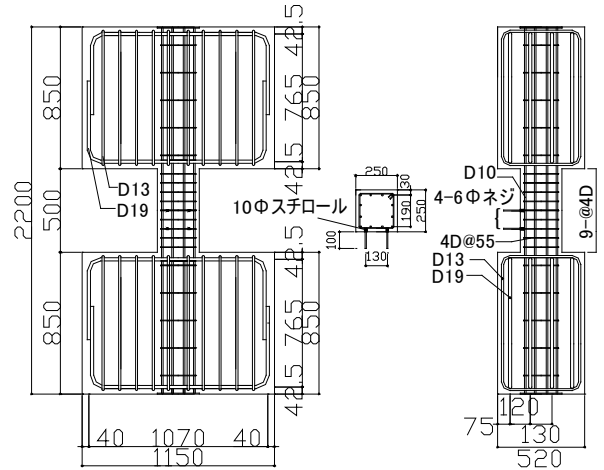


図-2 試験体 No.3, 4 配筋図

表-2 鉄筋材料試験結果

鉄筋種	降伏強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	降伏歪み (%)	ヤング係数 (N/mm^2)
D10	353	519	0.210	188.3
D4	379	571	0.460	200.6

ぼ 0.2 となるように定軸力を作用させた。(表-1)

曲げ終局強度およびせん断終局強度の計算値を表-3に示す。これらは耐震診断基準の算定方法に従い、実材料強度を用いて求めた。ただし、試験体が縮小模型であることで、せん断終局強度は寸法効果を考慮¹⁸⁾し、以下の式により算定した。

表-3 試験体強度計算値

試験体	Q_{mu} (kN)	Q_{su} (kN)	Q_{su}/Q_{mu}	$R_{su}(R_{mu})$	破壊形式
No.1	227	151	0.67	1/500	せん断破壊
No.2	227	151	0.67	1/500	
No.3	155	119	0.77	2/500	せん断破壊
No.4	158	124	0.78	2/500	
No.5	85	93	1.09	3.3/500	曲げ破壊
No.6	86	95	1.10	3.4/500	

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.092k_u k_p (18 + \sigma_B)}{\frac{M}{Qd} + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w w \sigma_y} + 0.1\sigma_0 \right\} b_j$$

k_u : 有効せい d による係数, k_p : 引張鉄筋比 p_t による係数
 σ_B : コンクリート強度, M/Qd : シアスパン比 ($=h_0/2d$)
 $w \sigma_y$: 帯筋の降伏強度, σ_0 : 柱軸方向圧縮強度

計算によるせん断余裕度より，試験体 No.5, 6 は曲げ破壊型，それ以外はせん断破壊型となる。試験体 No.1, 2 は $L/D=1.5$ であり，耐震診断基準の定義では極脆性柱に分類される。試験体 No.3, 4 は $L/D=2.0$ で極脆性柱となるが，規定を安全側に検証する意味でせん断柱として扱う。試験体 No.5, 6 は $L/D=4.0$ であり，曲げ柱と分類される。

3.2 試験方法

柱試験体は図-3に示す加力装置を用い，軸方向は2本の1000 (kN) 油圧ジャッキにより定軸力を作用させながら，500 (kN) 油圧ジャッキで水平方向に正負繰り返し加力を行った。

加力振幅は，表-4に示すように，柱高さ $H_0=1000$ (mm) を基準高さとし，耐震診断基準の考え方に従った想定層間変形角に基づき漸増させた。

試験体 No.1, No.3, No.5 は定軸力を作用させ，定軸力が支持できなくなるまで繰り返し水平載荷を行った。これらの試験体の結果を参照して，試験体 No.2, No.4, No.6 は，破壊形式ごとの定軸力支持能力を失う前の想定層間変形角に基づいた F 値と部材角に相当する繰り返し加力を行い，水平力を除荷した後，軸圧縮を行った。

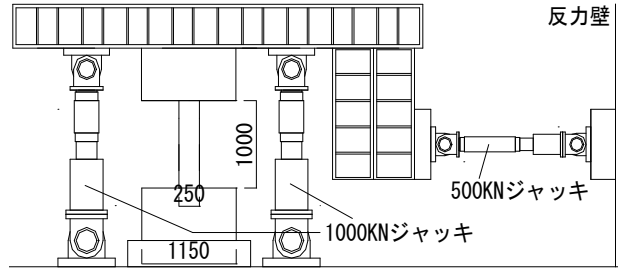


図-3 加力装置図

表-4 加力履歴

想定層間変形角 R (rad.)	極脆性柱 $h_0=375$ (mm)		せん断柱 $h_0=500$ (mm)		曲げ柱 $h_0=1000$ (mm)	
	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6
	[120 (kN) 2/3 Q_{su}]					
0.5/500	2.7/1000	2.7/1000	2/1000	2/1000	—	—
1/500 (F=0.8)	5.3/1000	5.3/1000	4/1000	4/1000	2/1000	2/1000
1.5/500	8/1000	8/1000	6/1000	6/1000	—	—
2/500 (F=1.0)	10.7/1000	10.7/1000	8/1000	8/1000	4/1000	4/1000
2.5/500	13.3/1000	(474)	10/1000	10/1000	—	—
3.3/500 (F=1.27)	17.8/1000		13.3/1000	13.3/1000	6.67/1000	6.67/1000
4/500	21.3/1000		16/1000	(432)	8/1000	8/1000
5/500			20/1000		10/1000	10/1000
6/500 (F=2.0)			24/1000		12/1000	12/1000
8/500			32/1000		16/1000	(1353)
10/500					20/1000	
12/500					24/1000	
14/500 (F=3.0)					28/1000	

部材角: cR (rad.)

$R=cR \times h_0/H_0$, ()内: 残存軸耐力 (kN)

4. 実験結果

4.1 水平力-水平変形関係

水平力-水平変形関係を図-4に示す。

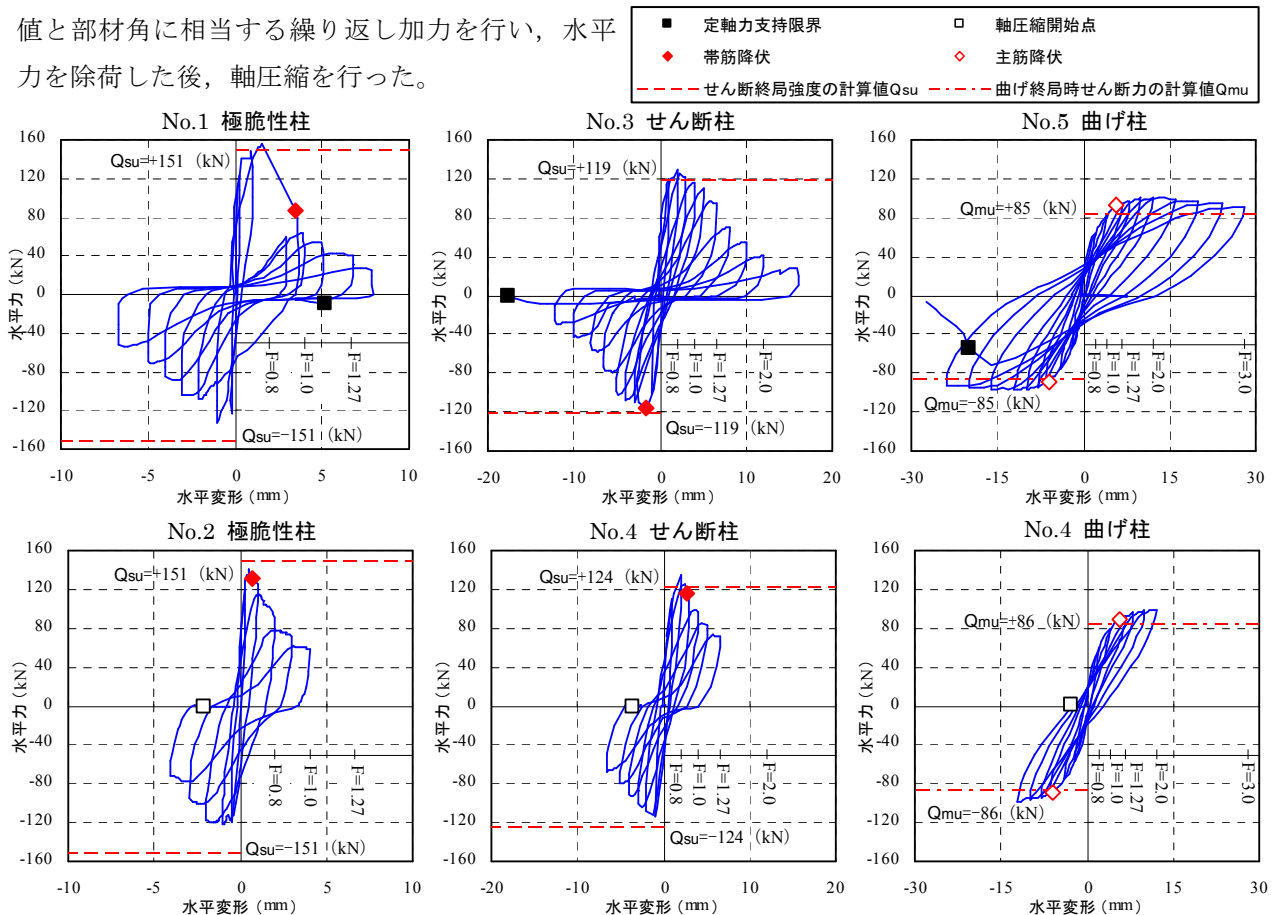


図-4 水平力-水平変形関係

極脆性柱，せん断柱である試験体 No.1～No.4 では正方向の最大耐力はせん断終局強度の計算値 Q_{su} とほぼ同程度であった。計算値は耐力の下限値を推定するものであるので，本実験のせん断耐力に余裕は無かったことになる。これらの試験体は最大耐力以降の繰り返しで徐々に耐力低下を生じた。

試験体 No.1, No.3, No.5 においては定軸力支持限界付近の挙動が異なり，No.1, No.3 では，加力サイクルを重ねる中で徐々に水平力が低下し，水平耐力がほぼゼロになり，水平変形のみが増加する状況で定軸力の支持限界に達したのに対し，No.5 では，繰り返しの漸増に対して水平耐力を維持していたにもかかわらず， $-28/1000$ (rad.) のピークへ向かう途中，突然水平力が低下し定軸力を支持できなくなった。

試験体 No.1～No.4 は，想定通りせん断破壊，試験体 No.5 は曲げ降伏後の柱端部せん断破壊であった。

4.2 破壊性状

実験結果一覧を表-4に，軸力支持能力喪失時の試験体の写真を図-5に示す。試験体 No.1, No.3, No.5 は定軸力の支持能力喪失時（定軸力支持限界），No.2, No.4, No.6 は水平载荷後の軸圧縮時における最大軸耐力時（残存軸耐力時）の試験体の写真を示す。

極脆性柱試験体 No.1, 2 は，部材角 $+2.7/1000$ (rad.) のサイクルで対角線状にせん断ひび割れが発生した。No.1 は，部材角 $+5.3/1000$ (rad.) で正負の最大水平耐力に達し，部材角 $+21.3/1000$ (rad.) のサイクルで軸力，水平力を保持できなく

表-5 実験結果一覧

試験体	診断基準による柱の分類	実験による破壊形式	方向	Q_{max} (kN)	δ_{Qmax} (mm)	R_{Qmax} (rad.)	cR_{Qmax} (rad.)
No.1	極脆性柱	せん断破壊	正	155.3	1.54	$+0.77/500$	$+4.09/1000$
			負	-133.0	-1.00	$-0.5/500$	$-2.7/1000$
No.2			正	140.4	0.47	$+2.33/500$	$+1.24/1000$
			負	-121.3	-1.00	$-0.5/500$	$-2.7/1000$
No.3	せん断柱	せん断破壊	正	129.9	2.00	$+1/500$	$+4/1000$
			負	-116.4	-1.62	$-0.81/500$	$-3.24/1000$
No.4			正	134.8	2.00	$+1/500$	$+4/1000$
			負	-113.7	-1.00	$-0.5/500$	$-2/1000$
No.5	曲げ柱	曲げ降伏後 せん断破壊	正	100.0	10.00	$+5/500$	$+10/1000$
			負	-97.5	-12.00	$-6/500$	$-12/1000$
No.6		—	正	99.0	12.00	$+6/500$	$+12/1000$
			負	-98.0	-12.00	$-6/500$	$-12/1000$

Q_{max} : 最大水平力 (kN) δ_{Qmax} : 最大水平力時変形 (mm)

R_{Qmax} : 最大水平力時層間変形角 (rad.) cR_{Qmax} : 最大水平力時部材角 (rad.)

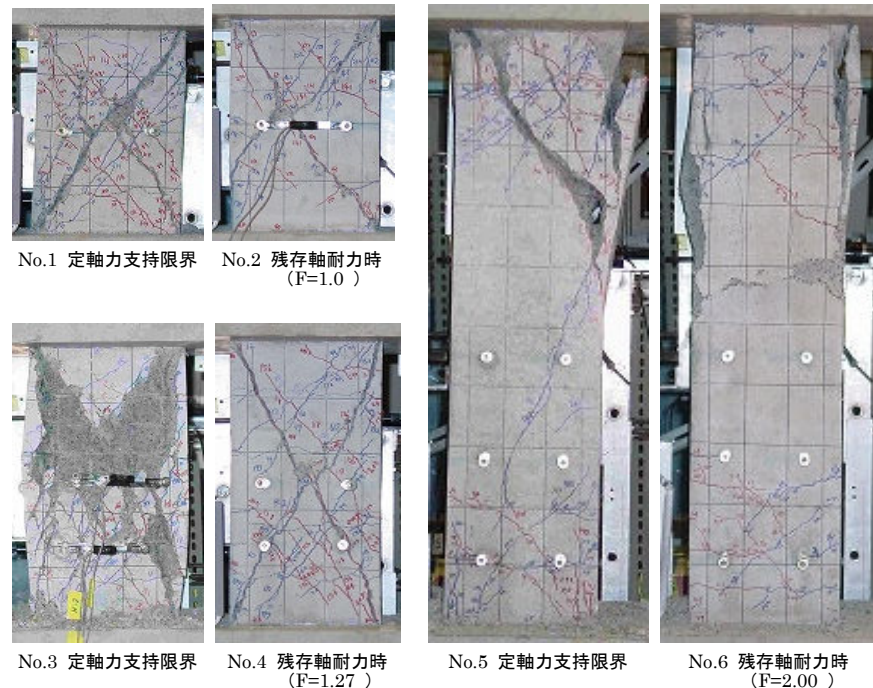


図-5 軸力支持能力喪失時の破壊状況

なり破壊に至った。No.2 は，部材角 $\pm 2.7/1000$ (rad.) で最大水平耐力に達し，部材角 $\pm 10.7/1000$ (rad.) (F=1.00) のサイクルまで繰り返し载荷を行い，水平力の徐荷後軸圧縮を行なった。

せん断柱試験体 No.3, 4 は，部材角 $\pm 2/1000$ (rad.) のサイクルで曲げひび割れが発生し，部材角 $\pm 4/1000$ (rad.) のサイクルで最大水平耐力に達した。対角線状にせん断ひび割れが発生するとともに，No.3 は，部材角 $-32/1000$ (rad.) へ向かう途中で軸力および水平力を負担できなくなり，最終破壊に至った。No.4 は，部材角 $\pm 13.3/1000$ (rad.) (F=1.27) のサイクルまで繰り返し载荷を行い，水平力の徐荷後に軸圧縮を行なった。

曲げ柱試験体 No.5, 6 は，部材角 $\pm 2/1000$ (rad.)

のサイクルで曲げひび割れが発生し、部材角+4/1000 (rad.) のサイクルで柱上部にせん断ひび割れが発生した。No.5 は、部材角+10/1000 (rad.)、-12/1000 (rad.) で最大水平耐力に達した後、部材角-28/1000 (rad.) のサイクルで柱上部のせん断ひび割れが急激に広がり、軸力および水平力を支持できなくなり、最終破壊に至った。No.6 は、部材角±12/1000 (rad.) のサイクルで最大水平耐力に達し、水平力の徐荷後に軸圧縮を行なった。

極脆性柱試験体 No.1, 2 において、No.2 の正側を除き、部材角が 1/500 を超えて、最大水平力に達したのに対し、層間変形角では、1/500 に達する前に最大水平力に達した。

図-5 より、No.2, No.4 の残存軸耐力時の破壊状況では水平載荷時のせん断ひび割れが大きく開いたのに対し、No.6 においては水平載荷時のひび割れはあまり開かず、面外方向に生じたせん断ひび割れが大きく開き、残存軸耐力に達した。

5. 耐震診断基準における残存軸耐力率との比較

各試験体の最大耐力時、定軸力支持能力喪失時、及び残存軸耐力検定時の層間変形角に相当する靱性指標 F 値をまとめて表-5 に示す。

表-6 実験結果による F 値

試験体	診断基準による柱の分類	方向	F値 (R _{Gmax} 時)	R _{ru} (rad.)	F値 R _{ru} 時	R _r (rad.)	F値 R _r 時
No.1	極脆性柱	正	(<0.8)	4/500	1.49	-	-
		負	(<0.8)				
No.2	極脆性柱	正	(<0.8)	-	-	2/500	1.0
		負	(<0.8)				
No.3	せん断柱	正	0.8	8/500	2.32	-	-
		負	(<0.8)				
No.4	せん断柱	正	0.8	-	-	3.33/500	1.27
		負	(<0.8)				
No.5	曲げ柱	正	1.75	14/500	3.0	-	-
		負	2.0				
No.6	曲げ柱	正	2.0	-	-	6/500	2.0
		負	2.0				

$$F = \frac{\sqrt{2R_{ru}/R_y} - 1}{0.75(1 + 0.05R_{ru}/R_y)}$$

R_y : 降伏変形角、1/150 とする

R_{ru} : 定軸力支持能力喪失前最大層間変形角

表-5 より、極脆性柱では、最大耐力時の層間変形角が耐震診断基準で想定している F=0.8 に相当する層間変形角 1/500 (rad.) よりも小さかった。また、せん断柱においても最大耐力時の層間変形角が耐震診断基準で想定している F=1.0 に相当す

る層間変形角 2/500 (rad.) よりも小さかった。残存軸耐力率-F 値の関係を図-6 に示す。縦軸に残存軸耐力 η_r, 横軸に F 値を示す。また、耐震診断基準の 0.2 ≤ pw ≤ 0.4 における基準値を示して

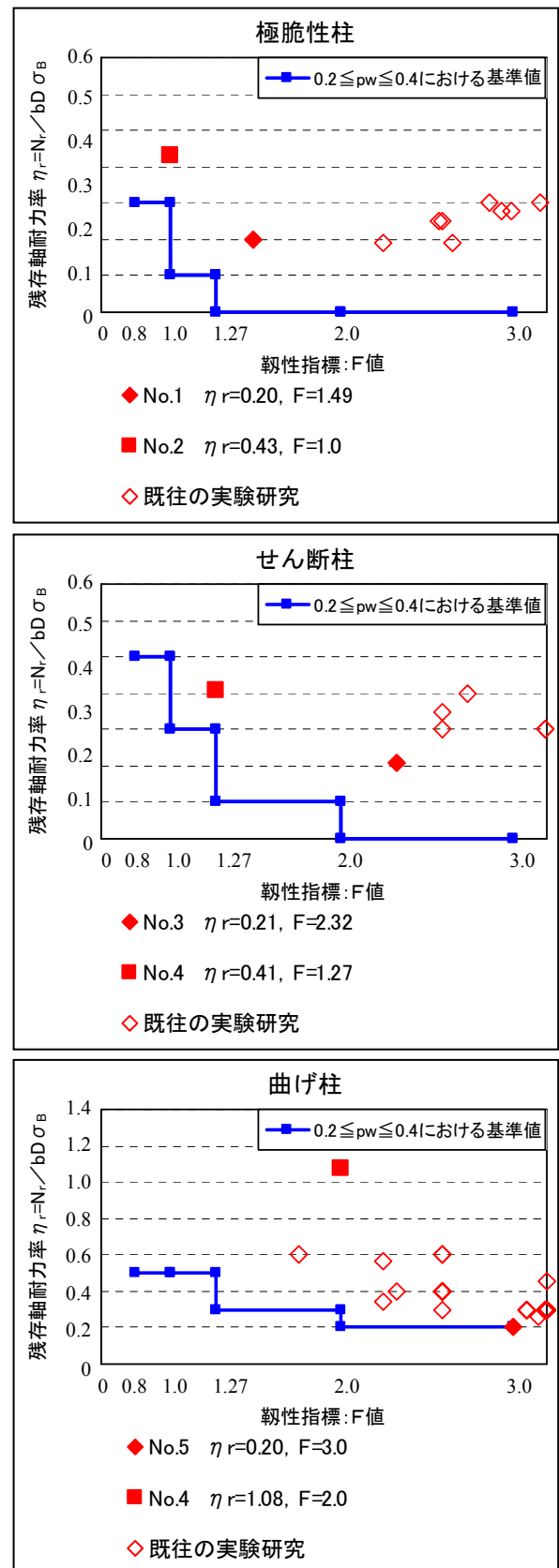


図-6 残存軸耐力率-F 値関係

いる。本実験では全試験体とも帯筋比 p_w は 0.192 であるが、これを基準の $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ の下限とみなし、 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ の基準値を検証する。

極脆性柱では、 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ の範囲で実験値が耐震診断基準の値を上回り、基準値はこの範囲において安全側と判断できる。

せん断柱では、 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ の範囲において $F=1.27$, $F=2.32$ の両方で実験値が基準の値を上回った。しかし、 $F=1.0$ での安全性は本実験では確認できなかった。

曲げ柱では、 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ の範囲で、 $F=2.0$ では仮定の値を大きく上回り、 $F=3.0$ では基準値とほぼ同じ値となった。よって、基準値は、この範囲において安全側と評価できるが、 $F=3.0$ での値に余裕がなかったことになる。

6.まとめ

耐震診断基準に規定されている残存軸耐力に関し、既往の研究調査と構造実験を行い、以下のことがわかった。

- (1) 比較的低強度のコンクリートの場合でも、極脆性柱、せん断柱ともに、帯筋比 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ (%) の範囲における耐震診断基準の規定は、概ね安全側であることが確認できた。
- (2) 同じく曲げ柱でも、帯筋比 $0.2 \leq p_w \leq 0.4$ (%) の範囲で規定の安全性を確認したが、 $F=3.0$ での規定には余裕がないことが判明した。これは既往の研究からも予測される結果であった。帯筋比が 0.2 (%) 程度の曲げ柱では、軸耐力の喪失が急激に生じる危険がある。

参考文献

- 1) 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震設計基準・同解説、日本建築防災協会、2001
- 2) 田才晃ほか：耐震診断基準における残存軸耐力の検証（その 1, 2, 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、2005 年 9 月、P127
- 3) 竜泰之ほか：鉄筋コンクリート柱の軸力保持限界に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.23, No.3, P217, 2001

- 4) 立松伸博ほか：鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす帯筋端部形状の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.23, No.3, P241, 2001
- 5) 山中憲行ほか：低軸力下での曲げせん断型及びせん断破壊型 RC 柱の崩壊に関する研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.22, No.3, P325, 2000
- 6) 大野義照ほか：鉄筋コンクリート柱の力学的性状におよぼす帯筋フック形状の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.20, No.3, P493, 1998
- 7) 崎野健治ほか：RC 柱の安定限界軸力比に及ぼす横補強筋の影響、コンクリート工学年次論文集、Vol.20, No.3, P499, 1998
- 8) 安達洋ほか：2 方向入力を受ける鉄筋コンクリート造柱の実験的研究、コンクリート工学年次論文集、Vol.13, No.2, P345, 1991
- 9) 高稲宜一ほか：曲げ降伏後にせん断破壊する鉄筋コンクリート柱の崩壊変形に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、2004 年 8 月、P427
- 10) 岩本純一ほか：Resonse of Reinforced Concrete Columns to Lateral loadings Simulating Near and Far Field Shakings、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、2003 年 9 月、P 235
- 11) 石神誠一ほか：鉄筋コンクリート柱の軸力保持能力に関する研究（その 1, その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、2003 年 9 月、P215
- 12) 石神誠一ほか：せん断破壊型鉄筋コンクリート短柱の軸力保持能力に関する研究（その 1, 2, 3）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、2002 年 8 月、P391
- 13) 竜泰之ほか：鉄筋コンクリート柱の終局限界状態に関する研究（その 1, その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、2000 年 9 月、P139
- 14) 森直哉ほか：鉄筋コンクリート柱の曲げ破壊性状に及ぼす帯筋端部折曲げ角度の影響、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、1999 年 9 月、P793
- 15) 山中憲行ほか：曲げせん断型 RC 柱の軸崩壊過程に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、1999 年 9 月、P813
- 16) 森直哉ほか：鉄筋コンクリート柱部材の靱性と横補強筋量について（その 1, その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C-2、1998 年 9 月、P365
- 17) 船山勇司ほか：RC 部材の耐力と破壊モードに及ぼすひずみ速度の影響（その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、1992 年 8 月、P591
- 18) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、日本建築学会、1999