

報告

[2087] 高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げ降伏後の限界変形に関する研究

岡西 努¹・林 静雄²・香取慶一³

1. はじめに

近年、鉄筋コンクリート(以下、RC)造建物の耐震設計法に関して、終局強度型設計法への移行を意図した研究が盛んに行われ、1990年には日本建築学会から「RC造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」(以下、学会指針)が制定された。この学会指針による設計方針は、梁及び1階柱脚に降伏ヒンジを想定する梁降伏型の全体曲げ降伏機構により、地震時に入力するエネルギーを消費しようとするものである。従って、梁の靱性確保のみならず、高層RC造建物における下層階の柱のように、高軸力を受ける柱においても強度と十分な靱性の確保が要求される。

そこで本研究では、高軸力下において、降伏強度 $\sigma_{wy}=13000\text{kgf/cm}^2$ 級の高強度せん断補強筋を用いた曲げ降伏先行型のRC柱部材の曲げせん断実験を行い、高強度せん断補強筋の変形能力に対する補強効果を把握するとともに、既往の実験結果[1]~[3]も含めて、軸力比、せん断補強筋比及び補強筋形状が、高軸力を受けるRC柱の曲げ降伏後の変形能力及び影響について検討した。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1、試験体配筋図の一例を図-1に示す。試験体は、断面 $b \times D=20 \times 20\text{cm}$ 、せん断スパン比 $a/D=1.5$ 、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B=333\text{kgf/cm}^2$ 、主筋比 $p_g=2.14\%$ (12-D10)を共通要因とし、変動要因は軸力比 η_0 を0.2, 0.3, 0.4, 0.5の4水準、せん断補強筋比 p_w を0.33, 0.50, 0.67%の3水準とし、総数10体を計画した。使用した鉄筋及びコンクリートの力学的性質をそれぞれ表-2、表-3に示す。

2.2 加力・測定方法

加力・測定図を図-2に示す。加力は、両端ピンの100tfオイルジャッキを用いて所定の軸力を加えた後、軸力を一定に保ち、上部スタブに取り付けられた加力ビームを両端ピンの50tfオイルジャッキで加

表-1 試験体一覧

No.	軸力比 η_0 ($=N/bD\sigma_B$)	せん断補強筋	せん断補強筋比 p_w (%)
1	0.2	U5.1@60	0.33
2	0.3		
3	0.4		
4	0.5		
5	0.2	U5.1@40	0.50
6	0.3		
7	0.4		
8	0.5		
9	0.3	U5.1@30	0.67
10	0.4		

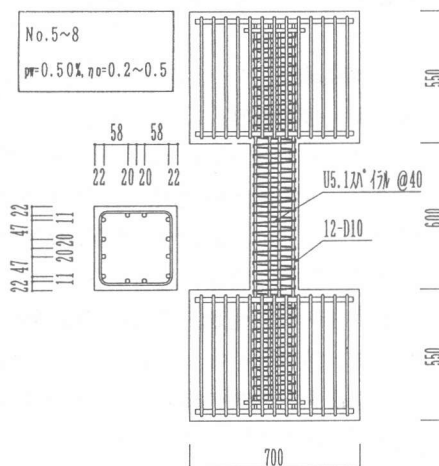


図-1 試験体配筋図(No.5~8)

* 1 三菱地所(株)、工修(正会員)
 * 2 東京工業大学教授 工業材料研究所、工博(正会員)
 * 3 東京工業大学助手 工業材料研究所、工修(正会員)

力して、正負交番繰返し載荷を行った。

繰返し載荷は変形制御で、

相対水平変位

$\delta = \pm 0.5\text{mm}$ で1回、

$\pm 1, 2, 3, 4, 5, 6, 9, 12$

, $15, 18\text{mm}$ で各2回行い、

その後30mm(部材角 $R=50/1000\text{rad}$)

まで変形させて実験を終了した。

但し、最大耐力以降、

載荷途中で各サイクルにおける

水平力の最大値が最大耐力の50%以下

に低下した場合は、そのサイクルで

実験を終了した。また、上下スタブ間の

相対回転を防ぐために平行クランク機構

を取り付け、上下スタブの相対水平変位と柱

の材軸方向の伸縮量を電気式変位計を用いて測定した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状

軸力比 $\eta_o=0.2$ のNo. 1, 5では、主筋の引張降伏によってほぼ耐力が決定した後、材端部におけるコンクリートの圧壊の進展、主筋の圧縮降伏によって耐力低下を生じる曲げ破壊の様相を呈したのに対して、 $\eta_o=0.3$ 以上の他の試験体は、いずれも材端部におけるコンクリートの圧壊、主筋の圧縮降伏が先行した後、柱中央部の被りコンクリートが剥落して最大耐力に達し、さらにこれらのコンクリートの圧壊、剥落の領域が拡大することにより耐力低下を生じる曲げ圧縮破壊の様相を呈した。特に $\eta_o=0.5$ のNo. 4, 8は、加力初期の段階から材端部においてコンクリートの圧壊が確認され、最大耐力後の繰返しにおいて圧縮主筋の座屈により軸力保持能力が急激に低下し、極めて脆性的な破壊を示した。

3.2 変形性状

$N-\delta$ 効果を考慮したせん断力 Q - 相対水平変位 δ 関係を、 $p_w=0.50\%$, $\eta_o=0.2\sim 0.5$ の4体 (No. 5~8) について図-3に示す。軸力比の小さい試験体は、最大耐力後の耐力低下は緩やかではあるが、復元力特性はエネルギー吸収の小さい逆S字形となった。それに対し、軸力比の大きい試験体は、最大耐力後の耐力低下が激しいが、エネルギー吸収の大きい紡錘形の復元力特性を示

表-2 鉄筋の力学的性質

種別	降伏強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
D10	3630	5142	1.95×10^6
U5.1	14200	14970	1.95×10^6

表-3 コンクリートの力学的性質

No.	圧縮強度 (kgf/cm ²)	割裂強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (kgf/cm ²)
1~10	333	24.6	2.76×10^5

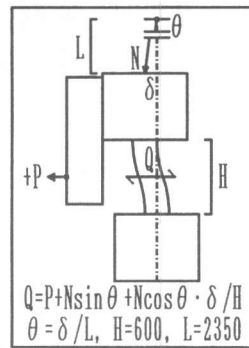


図-2 加力・測定図

表-4 実験結果及び計算値との比較

No.	最大耐力 実験値 Q_{max} (tf)	曲げ耐力計算値 略算式 Q_{mu} (tf)	せん断耐力計算値		限界部材角 実験値 R_u ($\times 10^{-3}\text{rad}$)
			修正荒川min式 Q_{su1} (tf)	A法 Q_{su2} (tf)	
1	12.8	13.1 (0.98)	13.7 (0.93)	18.5 (0.69)	18.7
2	14.2	15.3 (0.93)	14.8 (0.96)	18.5 (0.77)	16.7
3	12.7	15.4 (0.82)	15.8 (0.80)	18.5 (0.69)	12.0
4	13.5	13.6 (0.99)	15.8 (0.85)	18.5 (0.73)	10.5
5	13.3	13.1 (1.02)	15.1 (0.88)	23.5 (0.56)	23.3
6	14.2	15.3 (0.93)	16.1 (0.88)	23.5 (0.60)	18.0
7	14.4	15.4 (0.94)	17.1 (0.84)	23.5 (0.61)	15.3
8	12.8	13.6 (0.94)	17.1 (0.75)	23.5 (0.54)	10.8
9	15.0	15.3 (0.98)	17.2 (0.87)	25.7 (0.58)	23.5
10	14.9	15.4 (0.97)	18.2 (0.82)	25.7 (0.58)	17.0

() : 実験値/計算値

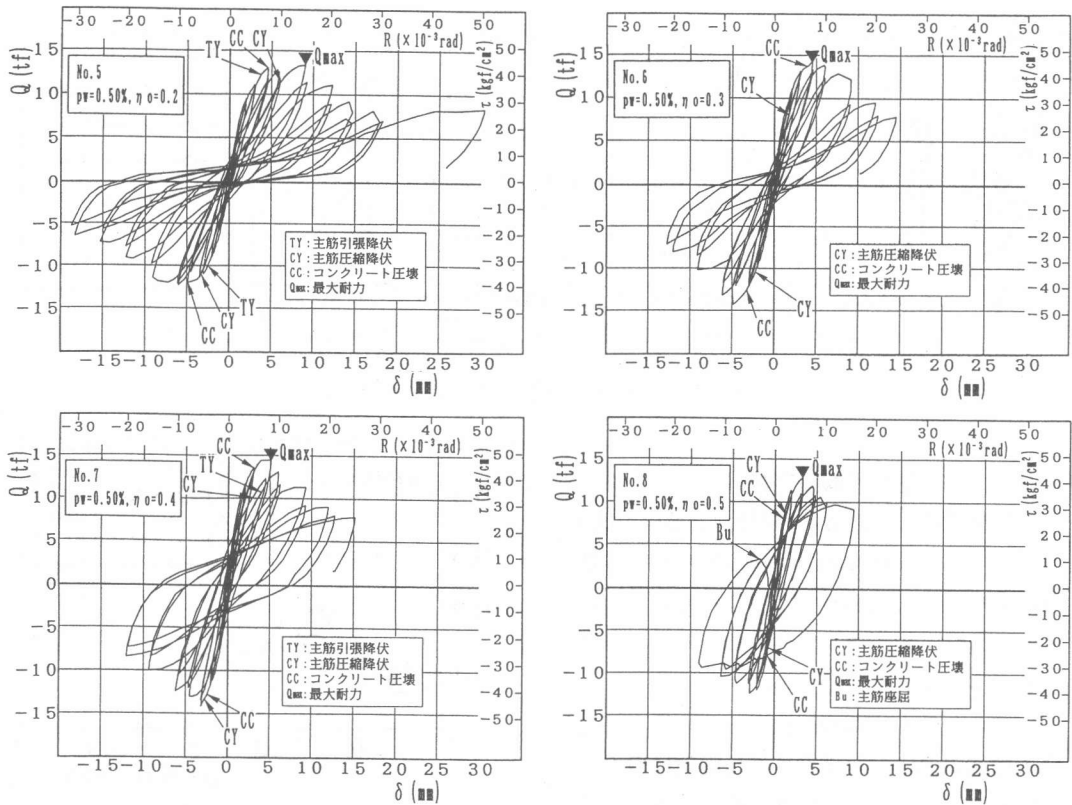


図-3 せん断力Q-相対水平変位 δ 関係(No.5~8)

した。一方、せん断補強筋比の増加に伴い、最大耐力後の耐力低下が緩やかになる傾向も見られるが、本実験のせん断補強筋比($p_w=0.33\sim 0.67\%$)程度では、せん断補強筋比よりも軸力比($\eta_o=0.2\sim 0.5$)が最大耐力後の耐力低下に大きな影響を与えた。

3.3 最大耐力

実験結果及び計算値との比較を表-4に示す。最大耐力は、軸力比、せん断補強筋比の増加に伴い上昇した。しかし、軸力比の増加に伴う耐力上昇には限度があり、ある値以上の軸力比では耐力低下を示した。また、最大耐力の実験値は、曲げ耐力計算値[7]に対しては0.82~1.02倍となり、修正荒川min式に対しては0.75~0.96倍、学会指針・A法に対しては0.54~0.77倍となった。

3.4 せん断補強筋の歪分布

せん断補強筋の歪分布(No.5~8)を図-4に示す。材端部の歪はいずれの試験体も大差なく軸力比、せん断補強筋比の影響を受けていないものと思われる。一方、材端から柱中央部に近いものほど歪は大きくなる傾向がある。また、同一変形での歪は軸力比が増加するに従い大きくなり、特に柱中央部においてその傾向が顕著である。これは、高軸力及び繰返し荷重を受けているため、柱中央部において、被りコンクリートの剥落及びコアコンクリートのはらみ出しが生じているためと思われる。このことから高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱においては、ヒンジ領域のみならず柱中央部においてもせん断補強筋の役割は大きいものと思われる。また、本実験では高強度せん断補強筋を用いているので、いずれの試験体においてもせん断補強筋の降伏は見られず、最大でも降伏歪の60%程度であった。

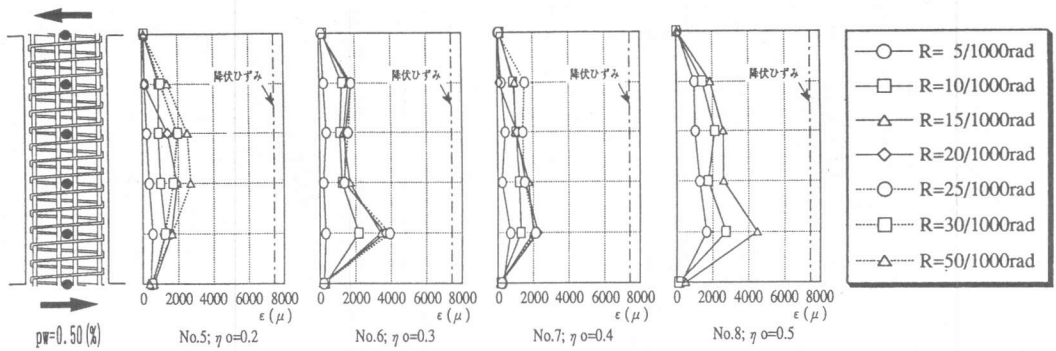


図-4 せん断補強筋の歪分布 (No.5~8)

3.5 等価粘性減衰定数

等価粘性減衰定数 h_e - 部材角 R 関係を図-5に示す。等価粘性減衰定数はエネルギー吸収能力を示す代用値として用られており、等価粘性減衰定数の値が大きい時エネルギー吸収能力が大きいと評価する。

いずれのせん断補強筋比においても、軸力比の増加に伴い、等価粘性減衰定数は増大していることが分かる。また、変形の増加に伴っても等価粘性減衰定数は増大しており、塑性変形が進行すると共にエネルギー吸収能力が増加していることが分かる。

4. 限界変形

4.1 軸力比の影響

本節では、本実験結果の10体以外に、曲げ降伏先行型でせん断補強筋が外周筋のみによる断面形状を持つ既往の実験 [1], [2] から付着割裂破壊した試験体を除いた18体を抽出し、総数28体 ($\sigma_B = 241 \sim 333 \text{ kgf/cm}^2$, $pt = 0.34 \sim 0.71\%$, $pw = 0.09 \sim 2.23\%$, $\eta_0 = 0.11 \sim 0.58$) で検討を行う。なお、限界変形は、 $Q - \delta$ 包絡線において最大耐力 Q_{max} 以降、最初に Q_{max} の80%に耐力が低下した点の変形と定義した。但し、 Q_{max} 以降で80%に耐力が低下する前に、あるいは Q_{max} を迎える前に変形が30mmに到達し、変形制御によって除荷した場合はその点を限界変形とした。

限界部材角の実験値 R_{exp} と軸力比 η_0 の関

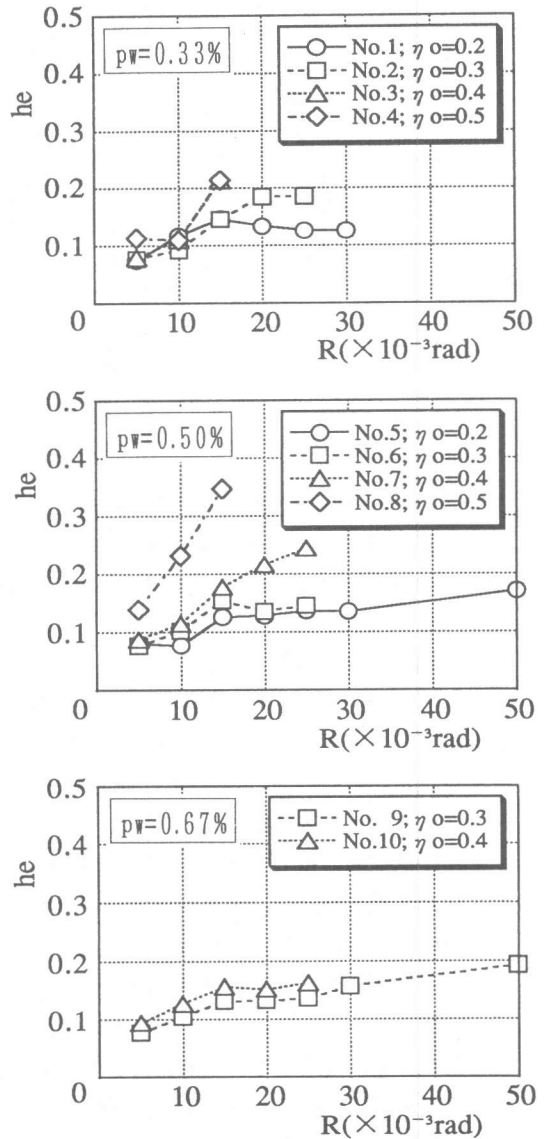


図-5 等価粘性減衰定数 h_e - 部材角 R 関係

係を図-6に示す。軸力比が増加するに伴い限界部材角は減少する傾向が見られる。また、軸力比が小さい範囲では限界部材角は比較的ばらついているものの、一般に同じ軸力比では、せん断補強筋比の増加にともない限界部材角は増大する傾向がある。

次に限界部材角の実験値 R_{exp} と計算値 R_{cal} の比較を図-7に示す。横軸の計算値は、各試験体に対して学会指針・A法で求めた計算上のヒンジ回転角に対応する部材角で、ヒンジ回転角による部材角と[5]によって求めた降伏時部材角の和として求めた。実験値は軸力比によってばらついており相関は良くない。 $0 < \eta_0 \leq 1/6$ の試験体は全て実験値が計算値を上回っているものの、 $1/6 < \eta_0 \leq 1/3$ では一部の試験体で実験値が計算値を下回っており、極めて軸力比の大きい $1/3 < \eta_0$ では全ての試験体で実験値が計算値を下回った。学会指針における精度検証結果では、極めて軸力比の大きなものを除けば、A法により塑性変形能力をほぼ確保できるとしているが、本検証結果によると $1/6 < \eta_0 \leq 1/3$ の試験体の半数以上で実験値が計算値を下回った。これは、A法には軸力の効果が反映されていないためと思われる。高軸力を受けるRC柱部材の塑性変形能力は、塑性ヒンジ領域における圧縮域コンクリート及び柱中央部のコンクリートの劣化の度合により大きく影響を受けるものと思われる。現在、A法におけるコンクリート圧縮強度有効係数 ν の算定では(1)式が用られている。そこでこれらの試験体に対して ν を逆算した結果を図-8に示す。 $0 < \eta_0 \leq 1/6$ の試験体は逆算した計算値が(1)式を上回っているものの、 $1/6 < \eta_0 \leq 1/3$ では一部の試験体で計算値が(1)式を下回っており、極めて軸力比の大きい $1/3 < \eta_0$ では全ての試験体において計算値が(1)式を下回った。この結果より、 $1/6 < \eta_0$ の場合においては ν の下限値として(2)式が設定できる。(2)式は、せん断補強筋が外周筋のみによる断面形状を持つ試験体の実験結果より得られたものである。

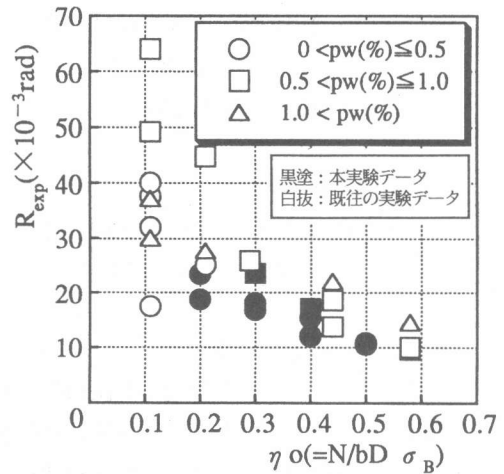


図-6 限界部材角 R_{exp} - 軸力比 η_0 関係

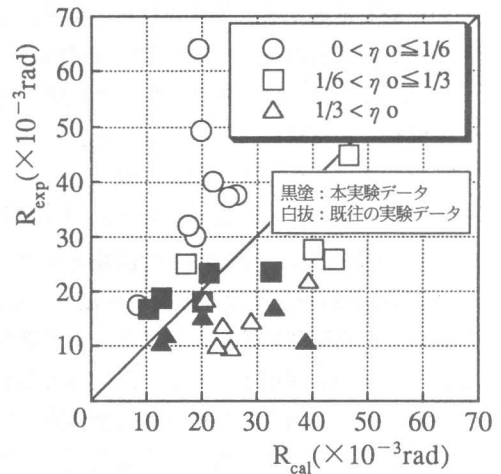


図-7 限界部材角の実験値 R_{exp} と計算値 R_{cal} の比較

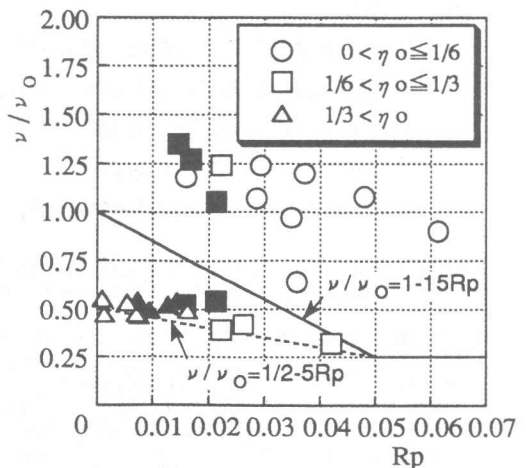


図-8 ν/ν_0 - R_p 関係

$$\nu/\nu_0=1-15R_p \quad (0 < R_p \leq 0.05)$$

$$=0.25 \quad (0.05 < R_p) \quad \dots (1)$$

但し、 $\nu_0=0.7-\sigma_B/2000$

$$*1/6 < \eta_0 \text{ の時}$$

$$\nu/\nu_0=1/2-5R_p \quad (0 < R_p \leq 0.05)$$

$$=0.25 \quad (0.05 < R_p) \quad \dots (2)$$

4. 2 中子筋の影響

本節では、4. 1節で検討した試験体にせん断補強筋に中子筋を併用している試験体8体[3] ($\sigma_B=237\sim 279\text{kgf/cm}^2$, $p_t=0.71\%$, $p_w=1.07\sim 1.6\%$, $\eta_0=0.39\sim 0.91$)を加えて、限界変形に対する中子筋の影響を把握する。限界部材角の実験値 R_{exp} と軸力比 η_0 の関係を図-9に示す。限界部材角は、同じ軸力比では、中子筋を併用した試験体の方が中子筋無しの試験体よりも大きく上回った。また、中子筋を併用した試験体では高軸力下においても大きな限界部材角を示していることが分かる。

次に、図-9中の $\eta_0 > 1/3$ の試験体について、 R_{exp} とせん断補強筋比 p_w の関係を図-10に示す。同量のせん断補強筋比においても、中子筋を併用した試験体の方が中子筋無しの試験体よりも大きく上回った。このことからせん断補強筋に中子筋を併用することにより変形能力は向上し、特に高軸力下において効果的であることが分かる。

5. まとめ

- (1) 従来、高軸力を受ける柱は、最大耐力時の変形が小さいことから変形能力に乏しいとされ、設計時に高い耐力が必要とされていたが、本研究の結果により、高軸力を受ける柱であってもエネルギー吸収量を考慮した塑性設計が可能であることが明らかとなった。
- (2) 学会指針・A法を用いた限界変形の計算値は、高軸力下では過大評価する傾向があることから、コンクリート圧縮強度有効係数算定式において、高軸力の場合の下限值を設定した。

【謝辞】本研究に際し、文部省科学研究費及び金井学園特定研究費より補助金を、東京理科大学教授松崎育弘博士には貴重な御助言を、高周波熱錬(株)には多大な御協力を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

【参考文献】[1]黒正清治 他：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その6)、日本建築学会大会学術講演梗概集、PP.1423-1424、1973.10 [2]東洋一 他：鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その43)、日本建築学会大会学術講演梗概集、No.2501、PP.1497-1498、1977.10 [3]黒正清治：高軸力下における鉄筋コンクリート柱の耐震性能の評価に関する研究、研究成果報告書、1984.3 [4]岡西 努 他：高軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の変形性能に関する考察、コンクリート工学年次講演会論文集、第14巻 第2号、pp.297-300、1992 [5]菅野俊介：鉄筋コンクリート構造物の塑性剛性に関する研究(その3)、日本建築学会関東支部研究報告集、1968 [6]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 [7]日本建築センター：構造計算指針・同解説、1991

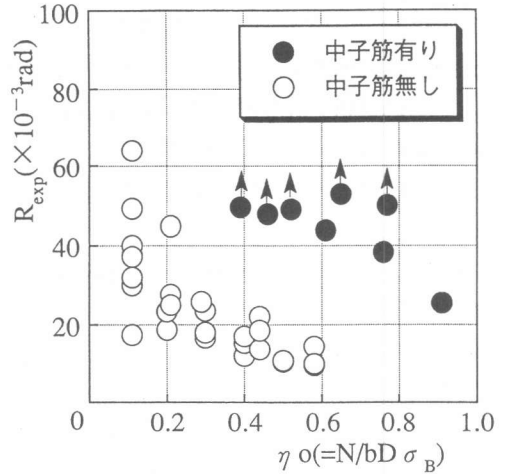


図-9 限界部材角 R_{exp} -軸力比 η_0 関係

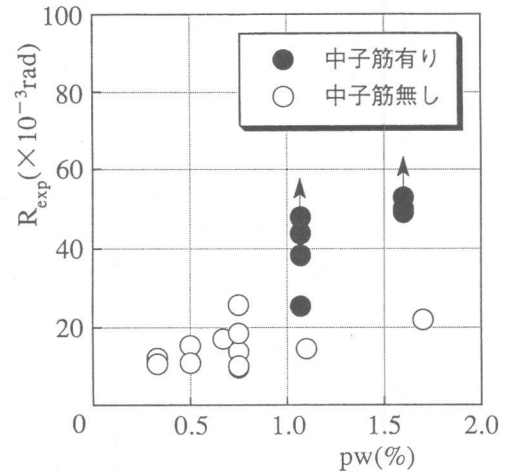


図-10 限界部材角 R_{exp} -せん断補強筋比 p_w 関係