

論文 高強度せん断補強筋を用いた円形 RC 柱の曲げせん断挙動

山本 俊彦*1・山田 和夫*2・矢野 伸司*3

要旨:鉄筋コンクリート円形断面部材における高強度せん断補強筋の効果を実験的に調べた。円形断面部材は、せん断補強筋量の少ない場所打ち鉄筋コンクリート杭として使用されることも多いことから、せん断補強筋比 P_w を 0.1~0.3% とした。曲げせん断スパン比 M/QD は 1.5 とした。実験の結果、試験体の耐力は、曲げ終局計算耐力に達せず、いずれも最終的にはせん断破壊の様相を示した。実験値とせん断耐力計算値との比較では、実験値は、荒川式、A 法、B 法のいずれの計算値も上回った。計算値との比は、1.12~1.56 となり比較的良い一致を示した。円形断面部材における高強度せん断補強筋の効果が実験的に明らかになった。

キーワード: 高強度鉄筋, せん断補強筋, 円形柱, 曲げせん断

1. はじめに

現行の鉄筋コンクリート部材においては、せん断補強筋として SD390 までの使用が一般的である。これ以上の高強度せん断補強筋は、実際の使用にあたっては、実験に基づく検討が必要とされている。矩形断面および既成杭を対象とした中空円形断面においては実験的な検討が多く行われている。一方、中実円形断面部材に関してもいくつかの実験が行われているが^{1)~3)}、高強度補強筋を含めた、円形断面部材のせん断耐力を直接評価する式はいまだ確立されていない。

このため、鉄筋コンクリート円形断面部材の

せん断耐力を評価することを目的として、せん断補強筋比 0.1~0.3% を対象として実験を行った。実験は、これまでの実験結果も踏まえて^{4)~6)}、逆対称加力用試験体により曲げせん断性能に及ぼす高強度せん断補強筋の影響を調べた。

2. 実験概要

2.1 試験体

図-1 および**表-1** に試験体を示す。本実験では、断面 $\phi=400\text{mm}$ で、試験区間長さが 1200mm の上下スタブ付きの鉄筋コンクリート試験体を 4 体製作した。実験要因は、せん断補強筋比 (P_w)、および軸力 (N) とした。

表-1 試験体

試験体	径:D (mm)	長さ:L (mm)	スパン比 L/2D	配筋				軸力 (kN)	Q _{my} (kN)	Q _{mu} (kN)	Q _{su} ** (kN)	Q _{su}	Q _{su}
				主筋	P _g (%)	スパン間	P _w (%)*					Q _{my}	Q _{mu}
No. 1	400	1200	1.50	20-D16	3.17	5φ@120	0.092	924	415	475	304	0.73	0.64
No. 2	〃	〃	〃	〃	〃	5φ@60	0.185	〃	〃	〃	337	0.81	0.71
No. 3	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	0	287	400	265	0.92	0.66
No. 4	〃	〃	〃	〃	〃	5φ@40	0.277	924	415	475	363	0.87	0.76

*等価な矩形断面幅に対して **修正荒川式 (等価な矩形断面に置換)

*1 大同工業大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

*2 愛知工業大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

*3 ヨーコン(株) 技術部 (正会員)

シアスパン比 (M/QD) はせん断の影響の大きい範囲として 1.5 とした。せん断補強筋は、5φ の高強度スパイラル筋とした。せん断補強筋比 P_w は、0.092%、0.185%、0.277% で、せん断補強量 $P_w \cdot \sigma_y$ は、0.92、1.83、2.75MPa である。軸力 (N) は、0、7.5MPa

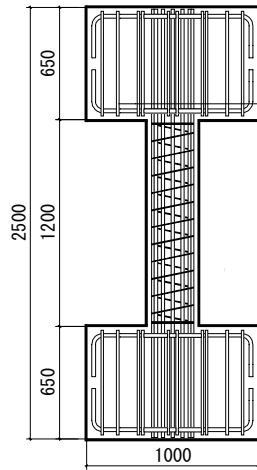


図-1 試験体

とした。主筋は20-D16 ($P_g=3.17\%$, SD390, かぶり厚40mm) とした。

試験体は、いずれも曲げ降伏に先行してせん断破壊するように設計した。曲げ耐力計算値は e 関数法⁷⁾により最外端の鉄筋が降伏歪に達する時: Q_{my} および最大耐力 Q_{mu} を求めた⁷⁾。 Q_{my} に対する Q_{mu} の比は、軸力のある場合 1.15、軸力のない場合 1.40 である。せん断耐力計算値は、円形断面を等価な矩形に置き換え、軸力を考慮した修正荒川式⁸⁾により求めた。矩形断面は面積が円形断面に等しい正方形とし、曲げ主筋は4辺に等分に配置されるものとした。

$$Q_u = \left\{ \frac{0.12k_u \cdot k_p (180 + F_c)}{M/Qd + 0.12} + 2.7\sqrt{p_w \sigma_{wy} + 0.1\sigma_o} \right\} b \cdot j \quad (1)$$

ここに、 k_u : 断面寸法による補正係数
 k_p : 引張鉄筋比 p_t (%) による補正係数
 F_c : コンクリート強度
 M/Qd : シアスパン比
 p_w : 横補強筋比
 σ_{wy} : 補強筋降伏強度
 σ_o : 軸応力度

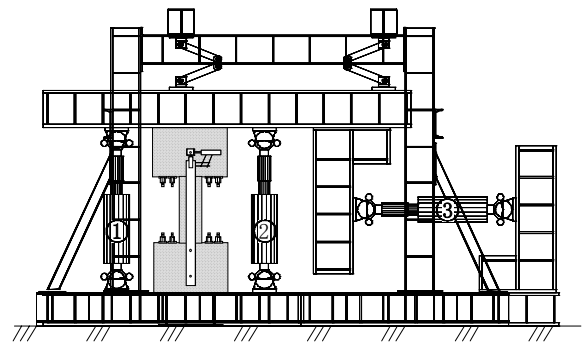


図-2 実験装置

表-2 コンクリートの配合と材料特性

種類	W/C (%)	セメント (kg/m ³)	水 (kg/m ³)	スランプ (mm)	材令 (週)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
普通	59.5	303	180	180	8	25.5	26.1

表-3 鋼材の機械的性質

用途	直径 (mm)	降伏強度 (MPa)	引張強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)	伸び (%)
主筋	D16	446	609	206	23.0
スパイラル	φ5	993*	1280	204	9.0

*0.2%耐力

$$d = 0.9 \times 0.89D, \quad b = 0.89D \quad (D : \text{直径})$$

$$p_t = \frac{p_g}{4}$$

2.2 実験方法

試験体の加力は、図-2 に示すような、逆対称加力装置を用いた。L型フレームを介して試験体にアクチュエータで水平力 (3) と軸力 (1), (2) とを加えた。載荷履歴は上下スタブ間の変位制御とし、部材角 $R=1/1000, 1/400$ を正負各 1 回, $R=1/200, 1/100, 1/50, 1/25$ を各 2 回繰り返す、その後 1 方向で 1/20 まで変形させることを原則とした。

2.3 使用材料

表-2 に使用したコンクリートの配合, 材料特性を示す。コンクリートの圧縮強度は封緘養生供試体とした。実験時材令の圧縮強度は 25.5MPa であった。表-3 に使用した鋼材の機械的性質を示す。主筋は SD390 相当で降伏強度 446MPa, スパイラル筋は 780MPa 相当で 0.2%耐力は 993MPa である。

表-4 実験結果

試験体	Pw・oy (MPa)	軸力 (MPa)	最大荷重 Qe(kN)	変形(rad)	
				最大:Qe	限界:0.8Qe
No.1	0.92	7.5	344	0.005	0.010
No.2	1.83	7.5	409	0.010	0.036
No.3	1.83	0	350	0.020	0.035
No.4	2.75	7.5	464	0.020	0.040

3. 実験結果

表-4 に実験結果一覧を示す。限界変形は, 最大耐力到達後 80% に耐力が低下したときの変形とした。試験体 No.1 の実験最大荷重は, 曲げ降伏計算値以下で, No.2 はほぼ曲げ降伏計算値に近かった。No.3 は曲げ降伏荷重計算値を上回り終局曲げ計算値以下であった。No.4 は, ほぼ終局曲げ計算値と同じであった。

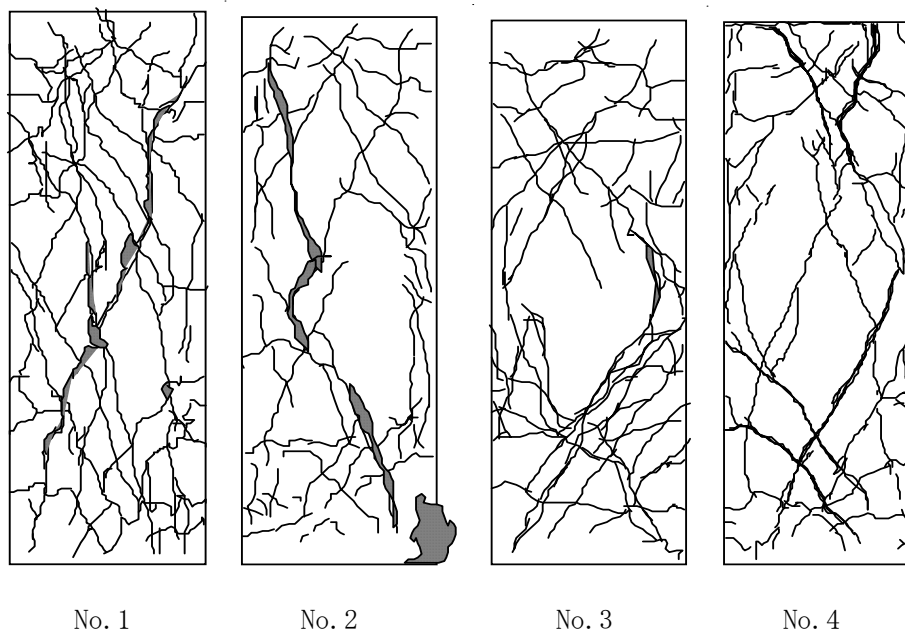


図-3 ひび割れ状況

円形断面部材は, 軸方向筋が円周上に配置されているため, 最外端の鉄筋降伏後, 終局曲げに至るまで大きな耐力上昇がある。従って, 矩形断面に比べより大きな変形を示す。試験体 No.1 の最大荷重時の変形角 R(rad)は, 曲げ降伏に至らなかったため 1/200 であった。曲げ降伏に近い No.2 は 1/100, 曲げ降伏に達した No.3 および No.4 は 1/50 であった。最終的にはいずれの試験体もせん断破壊の様子を示した。なお, 高強度スパイラルせん断補強筋は, No.2 試験体のみ最終状態で破断した。

3.1 ひび割れ状況

試験体は, 曲げひび割れ発生後せん断ひび割れが発生した。図-3 に最終ひび割れ状況を示す。軸力のある No.1, No.2, No.4 試験体のせん断

ひび割れ角度は, 軸力の無い No.3 試験体より大きく, 最終的に No.1 および No.2 試験体は, 上下スタブ間を結ぶひび割れの拡大によって破壊した。

軸力の無い No.3 試験体は, 上下のせん断ひび割れが繋がることは無かった。

3.2 荷重-変位および歪関係

図-4 に各試験体の荷重-変形曲線を示す。No.1(Pw=0.092%)の最大耐力は変形角 1/200 で達したが, 曲げ主筋, せん断補強筋とも降伏歪には至らなかった。せん断補強筋は 1/200 の繰り返し 2 回目に降伏に達し, 急激に耐力低下をきたした。

No.2(Pw = 0.185%)の最大耐力は変形角 1/100 で達した。曲げ主筋は降伏歪には至らな

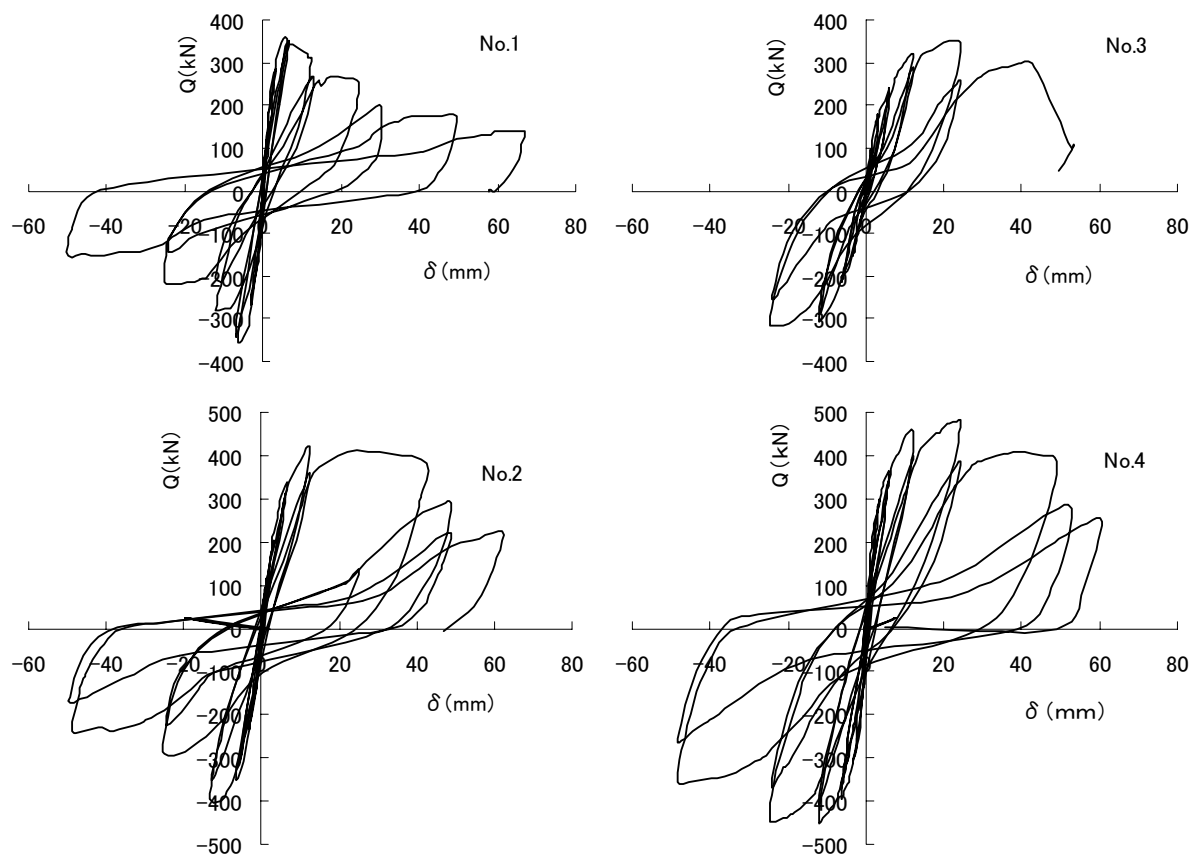


図-4 荷重—変形曲線

かったが、せん断補強筋は降伏歪に達した。変形角 $1/100$ での繰り返しは安定した挙動を示した。荷重制御の関係で変形角 $1/50$ 繰り返しは正確にならなかったが、せん断補強筋比の増大により変形の増大による耐力低下は小さくなった。

No.3($P_w=0.185\%$ 、軸力無し)の最大耐力は変形角 $1/50$ で達した。せん断補強筋は変形角 $1/200$ 、曲げ主筋は変形角 $1/100$ で降伏歪に達した。部材中心位置での曲げ主筋も降伏歪に達した。変形角 $1/50$ での繰り返しは安定した挙動を示したが、変形角 $1/25$ への過程で急激に耐力低下した。

No.4($P_w=0.277\%$)の最大耐力は変形角 $1/50$ で達した。せん断補強筋は変形角 $1/100$ 、曲げ主筋は変形角 $1/50$ へ至る過程で降伏歪に達した。変形角 $1/50$ での繰り返しは安定した挙動を示し、変形角 $1/25$ ではやや耐力低下をきたしたが安定した挙動を示した。

せん断補強筋比の増大とともに耐力、変形ともに大きく向上した。いずれもせん断補強筋が降伏歪に達したことによって終局に至り、高強度せん断補強筋は部材の曲げせん断挙動に有効に作用したと考えられる。

4. 計算値との比較

図-5 および表-5 に実験値と計算値の比較を示す。わが国では、一般に適用できる円形断面部材のせん断耐力計算式が無いことから、円形断面を等価な正方形断面に置き換えて、既往のせん断耐力計算式、荒川式⁸⁾、A法^{9,10)}、B法^{9,10)}に当てはめた。

円形断面では、最外端の鉄筋が降伏する曲げ降伏荷重 (Q_{my}) から、降伏ヒンジを形成する曲げ終局強度 (Q_{mu}) に至るまでかなりの耐力上昇がある。実験最大耐力は、試験体 No.1 および No.2 は曲げ降伏計算値以下、No.3 および

表-5 計算値比

Qsa:A法 Qsb:B法

試験体	実験値 Qe(kN)	計算値(kN)					同比				
		Qmy	Qmu	Qsu	Qsa	Qsb	Qe/Qmy	Qe/Qmu	Qe/Qsu	Qe/Qsa	Qe/Qsb
No.1	344	415	475	304	220	278	0.83	0.72	1.13	1.56	1.24
No.2	409	415	475	337	313	347	0.99	0.86	1.21	1.31	1.18
No.3	350	287	400	265	313	306	1.22	0.87	1.32	1.12	1.14
No.4	464	415	475	363	354	416	1.12	0.98	1.28	1.31	1.12
平均									1.24	1.32	1.17

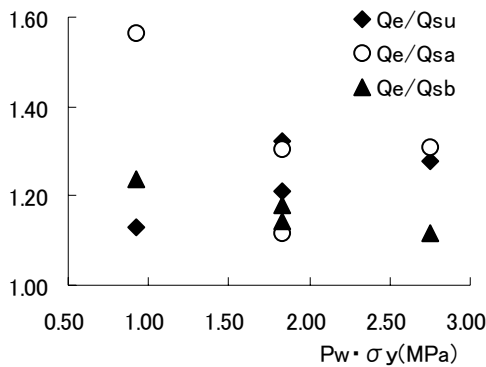


図-5 計算値比

No.4は曲げ終局強度計算値以下で、最終的にはせん断破壊の様相を示した。計算式の適用にあたっては、降伏ヒンジを計画しない場合とした。

実験値は、せん断耐力計算値の荒川式、A法、B法のいずれの値も上回った。計算値と実験値との比では、荒川式は、1.13~1.32 平均 1.24 となり比較的良い一致を示した。同様にA法では、1.12~1.56 平均 1.32 で、軸力のある試験体で実験値が高い傾向を示した。B法では、1.12~1.24 平均 1.17 とばらつきも少なく最も良い適合性を示した。

軸力の影響を考慮しないA法は、実験値に対してややばらつきを示したが、荒川式およびB法は比較的良い適合性を示した。

せん断補強筋強度のせん断耐力への影響を既往の実験結果^{4.6)}との比較で図-6に示した。計算式は、普通強度で比較的適合性の良い荒川式を用いた。対象とした試験体は、逆対称繰り返

表-6 実験主要データ

項目	単位	高強度	普通強度
断面直径	(mm)	400	300
M/QD		1.5	1.5~2.0
軸力	(MPa)	0~7.5	0~15
全主筋比	(%)	3.17	3.38
せん断補強筋比	(%)	0.09~0.28	0~0.33
せん断補強量	(MPa)	0.92~2.75	0~1.48
コンクリート強度	(MPa)	25.5	26.1~29.5
主筋降伏点	(MPa)	446	415
補強筋降伏点	(MPa)	993~1390	492
計算値比		1.22	1.25

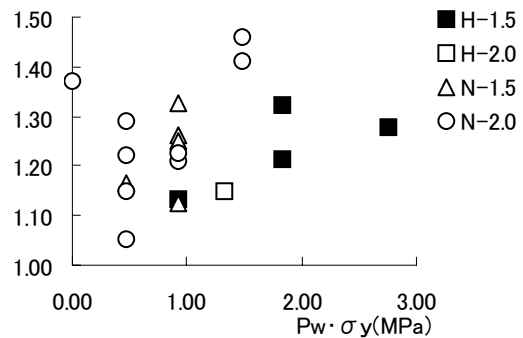


図-6 既往データとの比較

し加力試験体で、その主要データを表-6に示す。図中Hは高強度せん断補強筋を、Nは普通強度せん断補強筋を示し、あとの数字はせん断スパン比を示す。

高強度せん断補強筋試験体は5体で、実験値

の計算値に対する比の平均は 1.22、普通強度試験体は 14 体で同平均 1.25 である。いずれにも比較的良い適合性を示した。

5. まとめ

本研究の結果を要約すると、およそ以下のよう

- 1) 高強度せん断補強筋を用いた円形断面部材は、せん断補強筋比の増大に伴い、耐力変形能ともに向上した。いずれの試験体もせん断補強筋の降伏により終局に達し、高強度せん断補強筋の効果が見られた。
- 2) 終局強度が曲げ降伏に達しなかった No. 1 および No. 2 試験体では、最終的に上下のスタブを斜めに結ぶせん断ひび割れの拡大により破壊した。曲げ降伏強度を超えた No. 3 および No. 4 試験体では、上下スタブを直接結ぶ破壊にはならなかった。
- 3) 最大荷重時の変形は、曲げ降伏に至らなかった No.1(Pw=0.092%)で変形角 1/200、ほぼ曲げ降伏に達した No.2(Pw=0.185%)で変形角 1/100 であった。
- 4) 降伏耐力に達し、終局曲げ耐力に至る間に最大耐力に達した No.3(Pw=0.185%, 軸力無し)および No.4(Pw=0.277%)試験体の最大荷重時の変形は、1/50 であった。特に、No.4 試験体では安定した変形挙動を示した。
- 5) 高強度せん断補強筋を有する円形断面部材でかつせん断補強筋比の低い範囲におけるせん断耐力計算値との比較では、実験値は荒川式, A 法, B 法のいずれの値も上回った。
- 6) 計算値と実験値との比は、荒川式は 1.13~1.32 平均 1.24 となり比較的良い一致を示した。A 法では、1.12~1.56 平均 1.32 で、軸力のある試験体で実験値が高い傾向を示した。B 法では、1.12~1.24 平均 1.17 とばらつきも少なく最も良い適合性を示した。

参考文献

- 1) 本庄正樹, 長江拓也, 柳瀬高仁, 林静雄:

場所打ちコンクリート杭のせん断挙動におよぼす寸法効果に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, pp. 979-984, 2001.

- 2) 荒川卓, 賀明玄, 新井康幸, 溝口光男: らせん鉄筋柱のせん断抵抗について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 10, No. 3, pp. 577-582, 1988.
- 3) 小川幸夫, 林静雄, 国正清治: 軸力と曲げせん断力を受ける鉄筋コンクリート円形断面柱の強度と変形性状に関する実験研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系 pp. 1729-1730, 1980.
- 4) 吉田 誠, 山本俊彦, 山田和夫: 鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 487-492, 1999.
- 5) 新井元植, 吉田 誠, 山本俊彦, 山田和夫: 場所打ち鉄筋コンクリート杭の曲げせん断挙動に関する実験研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No. 3, pp. 667-672, 2000.
- 6) 山本俊彦, 山田和夫, 矢野伸司: 鉄筋コンクリート円形部材の曲げせん断性状に関する実験, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, pp. 187-192, 2001.
- 7) 武藤清: 鉄筋コンクリートの塑性設計, 第 2 巻, 丸善, pp. 41-70, 1964.
- 8) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp. 136-153, 1999.
- 9) 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, pp. 114-129, 1988.
- 10) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1997.

謝辞

試験体の製作に際し、高周波熱錬(株)に高強度補強筋の提供をいただきました。記して謝意を表します。