

論文 円形断面を有する鉄筋コンクリート部材の曲げ・せん断挙動

矢野 伸司^{*1}・山田 和夫^{*2}・山本 俊彦^{*3}

要旨：本研究では、直径600mm の大径モデル試験体を用いて円形断面 RC 部材のせん断耐力および変形特性に及ぼすせん断補強筋強度、せん断補強筋比および軸力の影響について検討を行った。その結果、RC 部材の最大せん断耐力の実験結果と A 法、B 法および荒川式による推定結果との比の平均値は、それぞれ1.23、1.29および0.98となったこと、断面直径が30～100cm の範囲では、RC 部材のせん断耐力に及ぼす試験体寸法の影響は明確には認められないこと、高強度せん断補強筋を効果的に使用することにより、十分な変形性能が得られること、などが明らかとなった。

キーワード：円形断面 RC 部材、せん断挙動、寸法効果、せん断補強量

1. はじめに

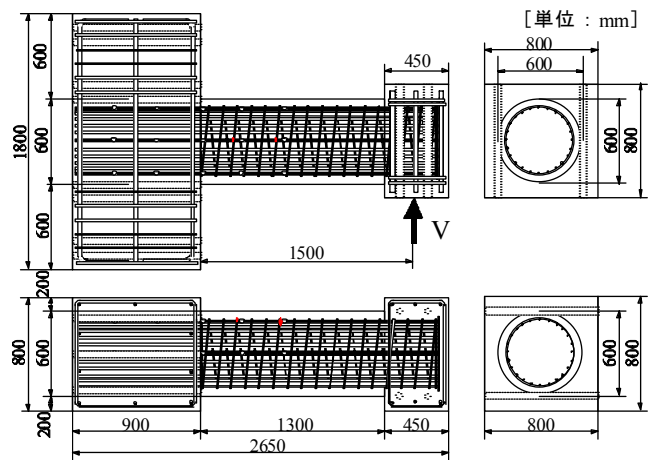
筆者らは、これまでに円形断面鉄筋コンクリート（以下、RC と略記する）部材の耐震性能評価に関する一連の検討を行い^{1)～6)}、円形断面 RC 部材の耐震性能を向上させるためには、高強度せん断補強筋の効率的な利用、高強度コンクリートとの併用などが有効であることを明らかにしたが、これまでに実施した実験では、断面直径が300mm の小径モデル試験体を用いているため、実験によって得られた知見の適用性および汎用性を明らかにするためには、実験結果に及ぼす試験体寸法の影響についても検討が必要である。従来から寸法効果については確率論的および破壊力学的な検討⁷⁾が行われているが、理論を検証するための実験データが不足している。そのため、本研究では、断面直径が600mm の大径モデル

試験体を用いて、円形断面 RC 部材の曲げ・せん断挙動に関する一連の検討を行った。

2. 実験方法

2.1 試験体

本実験では、表－1 および図－1 に示すように、断面の直径が $D=\phi 600\text{mm}$ 、せん断スパン



図－1 試験体の形状・寸法

表－1 実験の概要

試験体 記号	せん断 スパン比 (M/QD)	寸法 (mm)	曲げ主筋			せん断補強筋			軸力 σ_N (MPa)
			配筋	P_g (%)	種類	配筋	P_w (%)	種類	
N6-F75	2.5	$\phi 600 \times 1,500$	24-D22	3.29	SD390	D6-@100	0.106	SD295	7.5
H6-F75						$\phi 6$ -@100	0.094	HR785	7.5
H8-F00						$\phi 8$ -@100	0.168	HR785	0
H8-F75						$\phi 8$ -@100	0.168	HR785	7.5

* 1 ヨーコン(株)技術本部 (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 大同工業大学教授 工学部建築学科 工博 (正会員)

が1500mm（せん断スパン比(M/QD)が2.5）の片持ちばり形式の鉄筋コンクリート製スタブ（寸法：800×900×1800mm および800×800×450mm）付試験体を4体製作し、せん断補強筋の種類と補強筋比（D6の異形棒鋼で間隔が100mm（ $P_w=0.106\%$ ）， $\phi 6$ および $\phi 8$ の高強度鋼で間隔が100mm（それぞれ $P_w=0.094$ および 0.168% の3種類）および軸力（ $\sigma_N=0$ および 7.5MPa の2種類）を実験要因として取り上げた。なお、円形断面部の主筋には、24-D22（ $P_g=3.29\%$ ）を使用し、一端を基礎ばり内部において長さ $l=40d$ （ここに、 d ：主筋径）で定着し、他端は加力用スタブ内においてプレートに溶接して定着した（図－1 参照）。

2.2 試験体の製作および養生方法

円形断面部コンクリートの製作に際しては、表－2に示すように呼び強度を N24に設定し、普通ポルトランドセメント、藤岡産の山砂および山砂利、AE 減水剤を使用した。RC 試験体は、まず円形断面部を製作し、2週間後にスタブ部コンクリートの打設を行った。試験体はスタブ部コンクリート打設後約3週間で脱型した後、試験直前まで実験室内でシート養生を行った。試験材齢（円形断面部）は、7～9週であった。コンクリートおよび鉄筋の材料試験結果を表－3に示す。

2.3 加力および測定方法

加力要領を図－2に示す。軸力および水平力の加力には、反力支柱に設置した容量2000kN アクチュエータ（ストローク：800mm）を使用し、所定の軸力を載荷した後、水平力の静的繰返し載荷を行った。載荷は変位制御とし、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回繰返し、その後1方向で $R=1/20$ となるまで単調漸増載荷を行った。また、相対水平変位および材軸変位の計測には、1個のひずみゲージ式変位計（ストローク：200mm）と2個のリール式変位計（ストローク：500mm）を使用し、水平荷重－変位関係を測定するとともに、各繰返し

表－2 コンクリートの調合表

呼び強度	W/C (%)	単位量 (kg/m³)				
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
N24	58.8	301	177	812	955	1.204

表－3 材料試験結果
(a) コンクリート（円形断面部）

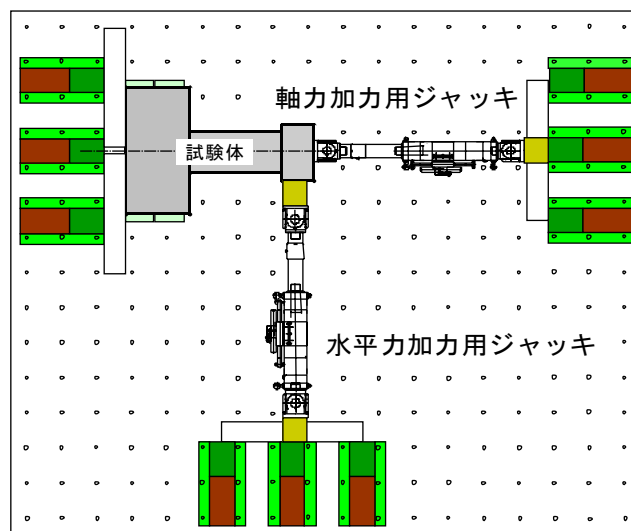
試験材齢	引張強度試験		圧縮強度試験		ヤング係数 (MPa)
	密度 (g/cm³)	強度 (MPa)	密度 (g/cm³)	強度 (MPa)	
7日	2.30	1.75	2.29	19.6	——
28日	2.27	1.99	2.29	24.8	——
47日*1	2.25	2.25	2.28	27.9	2.39×10^4
62日*2	2.29	2.72	2.27	29.4	2.48×10^4

[注] 材齢7および28日は標準水中養生試験体、材齢47および62日は封緘養生試験体、*1および*2：それぞれRC部材の実験直前および直後。

(b) 鉄 筋（円形断面部）

種 類	呼び名	伸び (%)	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (MPa)
主 筋	D22	18.4	473	664	1.98×10^5
帯 筋	D6	28.7	340*	518	1.97×10^5
	$\phi 6$	13.6	894*	1048	1.98×10^5
	$\phi 8$	11.7	939*	997	2.03×10^5

[注] *：0.2%オフセットポイント。



図－2 加力要領

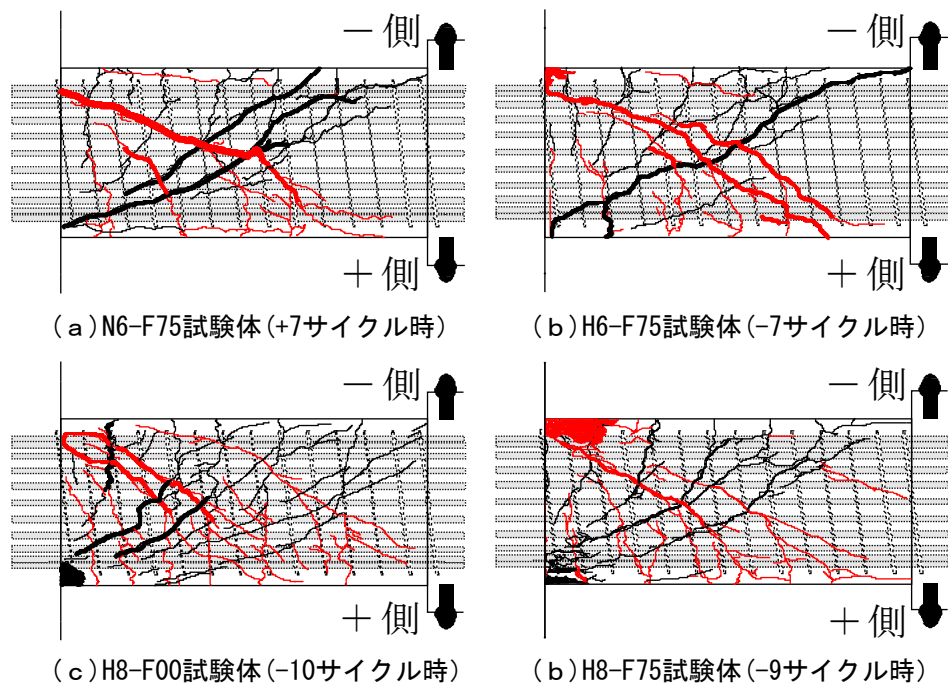
サイクル毎にひび割れ状況の観察を行った。

3. 実験結果とその考察

3.1 破壊状況

図－3 (a)～(d)は、本実験によって得られ

た各試験体の最大荷重近傍の時点における破壊状況を示したものである。これらの図によれば、せん断補強筋として D6の異形棒鋼および $\phi 6$ の高強度鋼を使用した N6-F75および H6-F75試験体（図（a）および（b）参照）では、ひび割れの発生・進展状況は比較的類似しており、いずれも1～2本の主せん断ひび割れが円形断面部両端にまで拡大・進展



図－3 最大耐力近傍の破壊状況

し、最終的には、N6-F75試験体は材端から50、60および70cm の位置に配筋された3本のせん断補強筋が、H6-F75試験体は材端から40および60cm の位置に配筋された2本のせん断補強筋が同じ+7サイクル目（ $R=+1/50$ ）で破断して破壊に至った。これに対して、せん断補強筋として $\phi 8$ の高強度鋼を使用した H8-F00および H8-F75試験体（図（c）および（d）参照）では、前掲の図（a）および（b）の結果と比較して曲げひび割れの数が多く、かつ破壊とは直接関係しない微細なひび割れが加力部付近まで発生・進展しているのが特徴的である。特に、これらの試験体では、最大耐力到達以前に材端部コンクリートが圧壊するという曲げ破壊先行型の破壊過程を示したが、最終的には軸力を加えていない H

8-F00試験体は、+11サイクル目の約 $R=+1/18$ の時点で材端から40cm の位置に配筋された1本のせん断補強筋が、また軸力を7.5MPa 加えた H8-F75試験体は+10サイクル目（ $R=+1/25$ ）で材端から50cm の位置に配筋された1本のせん断補強筋が破断することによって爆裂的に破壊した。

3.2 せん断耐力

表－4 は、最大せん断耐力に関する実験結果と各種の計算結果との比較を一覧表にして示したものである。ただし、表中の終局曲げ耐力の計算値（ Q_{mc}^{*1} ）は、RC 断面の平面保持を仮定し、圧縮側コンクリートおよび主筋の応力度－ひずみ度関係を、それぞれ e 関数式および完全弾塑性式で近似した断面分割法（円形 RC 断面を100層に分割し、引張側コンクリートの応力

表－4 実験結果および計算結果一覧

試験体 記 号	実 験 値			計 算 値							
	最大耐力時			終局曲げ耐力		せん断耐力					
	Q_u (kN)	δ_u (mm)	変形角 δ_u/L	Q_{mc}^{*1} (kN)	耐力比 Q_u/Q_{mc}	Q_{uc}^{*2} (kN)	耐力比 Q_u/Q_{uc}	Q_{uc}^{*3} (kN)	耐力比 Q_u/Q_{uc}	Q_{uc}^{*4} (kN)	耐力比 Q_u/Q_{uc}
N6-F75	496	15.0	1/100	685	0.72	308	1.61	386	1.28	512	0.97
H6-F75	564	23.5	1/64	685	0.82	482	1.17	427	1.32	575	0.98
H8-F00	612	59.6	1/25	585	1.05	700	0.87	413	1.48	488	1.25
H8-F75	627	28.9	1/52	685	0.92	700	0.90	487	1.28	642	0.98

〔注〕 δ : 相対変位, L : 部材長、*1～*4 : それぞれ関数法, A法, B法および荒川式による結果。

度一ひずみ度関係は線形とした) によって算定した結果である。また, せん断耐力の計算値 (Q_{uc}^{*2} , Q_{uc}^{*3} および Q_{uc}^{*4}) は, それぞれ日本建築学会「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」⁸⁾で示されている A 法および B 法 (本研究では, せん断耐力の算定に

$$Q_{uc}^{*4} = \left\{ 0.098k_u \cdot P_t^{0.23} \frac{(180 + \sigma_B)}{M/QD + 0.12} + 2.7\sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_N \right\} bj \quad \dots\dots (1)$$

P_t : 引張鉄筋比 ($P = P_g/4$)
 σ_B : コンクリート強度
 σ_{wy} : せん断補強筋強度
 k_u : 断面寸法による補正係数 (=0.72)

際して, 便宜上降伏ヒンジおよび潜在ヒンジを計画しない場合の式を用いた), 並びに次式で与えられる荒川式⁹⁾による結果である。

なお, 各せん断耐力算定式の使用に際しては, 円形 RC 断面を断面積が等価な正方形断面に置換 (一辺の長さ $D' = 0.89D$) した。

この表によれば, 各試験体の最大せん断耐力の実験値と e 関数法による曲げ耐力の計算値との比 (Q_u/Q_{mc}^{*1}) は, 曲げ降伏先行型の破壊形式を示した H8-F00試験体では1.05と実験値と計算値とは同等な値を示したが, それ以外のせん断破壊を示した試験体では, いずれも1.0を下回った (0.72~0.92で平均0.82)。また, 最大せん断耐力の実験値と A 法および B 法による計算値との比 (Q_u/Q_{uc}^{*2} および Q_u/Q_{uc}^{*3})は, 曲げ降伏先行型破壊の H8-F00試験体を除けばそれぞれ0.90~1.61で平均1.23および1.28~1.32で平均1.29であったが, 最大せん断耐力の実験値と荒川式によるせん断耐力との比 (Q_u/Q_{uc}^{*4}) は, 0.97~0.98で平均0.98となり, 荒川式による計算値は, ほぼ実験値と同等の結果を示した。

図-4 (a)~(c)は, 本実験の結果および筆者ら^{10), 11)}および他の研究者^{12), 13)}が行った円形断面 RC 部材のせん断実験の結果と A 法, B 法および荒川式による計算結果との比 (Q_u/Q_{uc}) とせん断補強量 ($P_w \cdot \sigma_{wy}$) との関係を示したものである。これらの図によれば, A 法を用いた

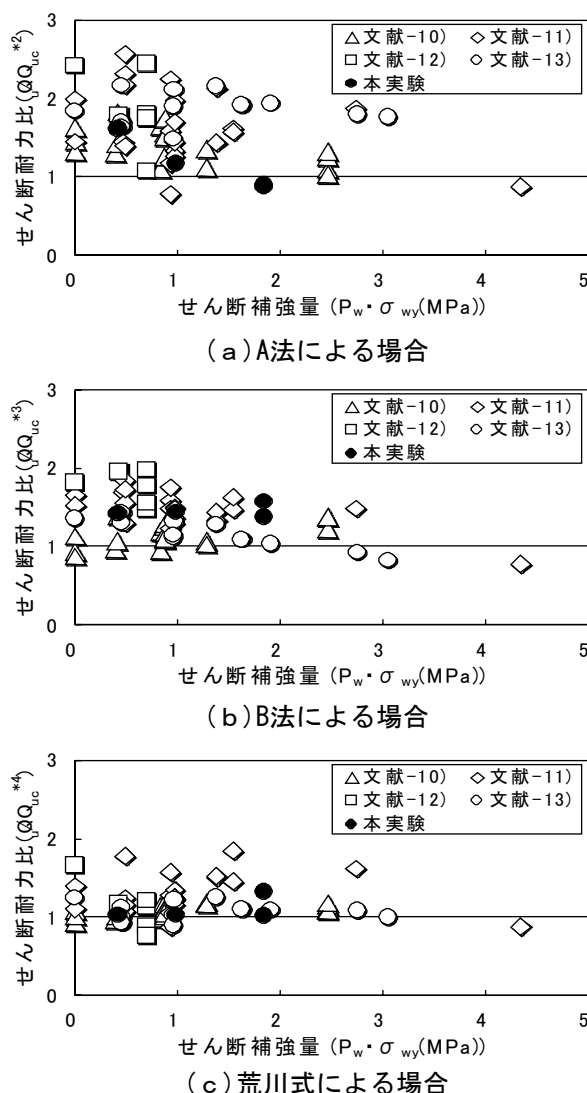
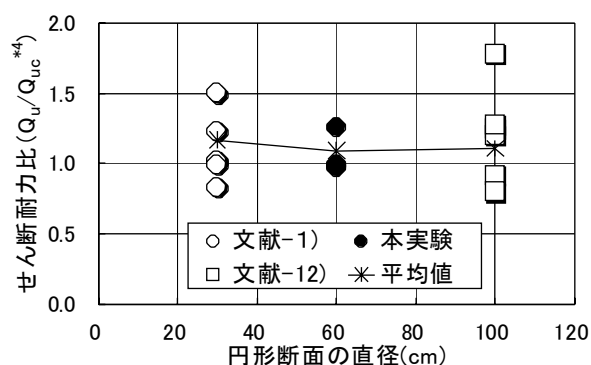


図-4 せん断耐力ーせん断補強量関係

場合 (図(a)) のせん断耐力比 (Q_u/Q_{uc}^{*2}) は, せん断補強量の大きな範囲までを含めて ($P_w \cdot \sigma_{wy} = 0 \sim 4.25 \text{ MPa}$, ただし, σ_{wy} はせん断補強筋の降伏点) 1.0を上回っており, かつ Q_u/Q_{uc}^{*2} 値は $P_w \cdot \sigma_{wy}$ の増加とともに低下する傾向を示しているが, B 法を用いた場合 (図(b)) には A 法を用いた場合よりもバラツキはかなり小さくなっている。これに対して, 荒川式を用いた場合 (図(c)) のせん断耐力比 (Q_u/Q_{uc}^{*4}) は, せん断補強量の大きな範囲までを含めて1.0近傍に分布しており, バラツキも B 法に比べて更に小さく, 本実験結果およびこれまでに報告されている円形断面を有する RC 部材のせん断実験の結果との対応が最も良いことがわかる。

図-5は, 荒川式を用いた場合のせん断耐力



図－5 せん断耐力比－断面直径関係

比 (Q_u/Q_{uc}^{*4}) と円形断面の直径との関係を示したものである。ただし、図には実験結果に及ぼす加力方法の影響を考慮して、本実験と同様の片持ちばり形式の加力方法を用いている文献-1)および文献-12)の結果のみが示されている。これらの文献で示されている実験の概要が表－5に一覧表にして示してある。図によれば、円形断面の直径が30, 60および100cmの試験体のせん断耐力比 (Q_u/Q_{uc}^{*4}) の平均値は、それぞれ1.09, 1.05および1.19 (M/QD=2.5の試験体の場合は、それぞれ1.03, 1.05および0.85) と

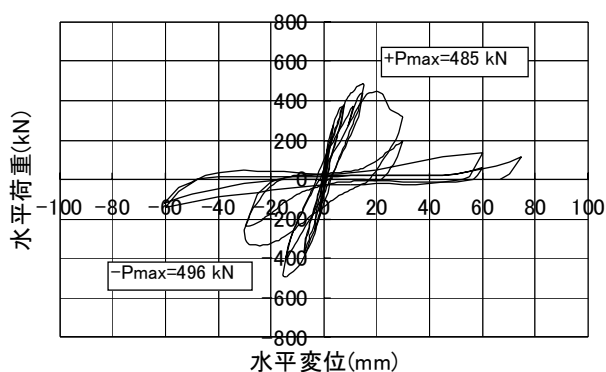
表－5 文献－1) および12) の実験の概要

項 目	文献－1)	文献－12)
断面直径 (cm)	30	100
寸法補正係数 (k_u)	0.86	0.72
M/QD	1.5～2.5	1.5～2.5
軸力 (MPa)	0～7.5	0～7.5
全主筋比 (%)	2.15～2.51	1.80～2.23
帯筋比 (%)	0～0.167	0～0.169
コンクリート強度 (MPa)	30.3	27.9～31.2
主筋降伏点 (MPa)	339	374～430
帯筋降伏点 (MPa)	471	355～377

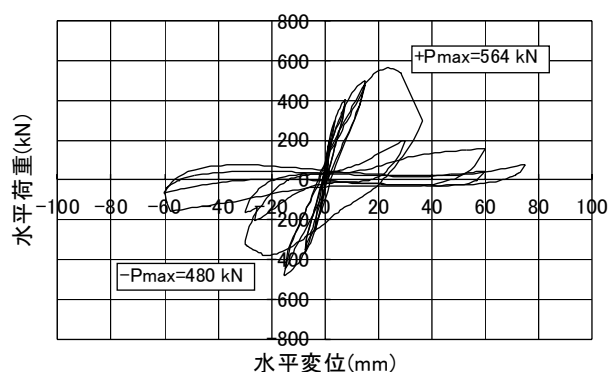
なり、明確な試験体寸法の影響は認められない。

3.3 荷重－変位関係

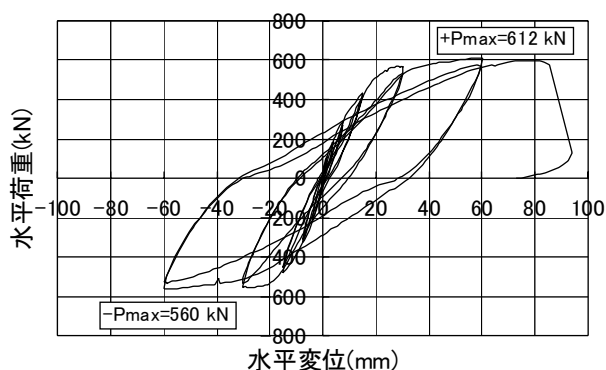
図－6 (a)～(d)は、本実験によって得られた水平荷重－水平変位関係を示したものである。これらの図から明らかなように、せん断補強筋として D6の異形棒鋼を使用し、せん断補強筋比 (P_w) を0.106%に設定した N6-F75試験体 (図－6 (a)参照) の場合には、部材としての降伏点 (水平変位：約20mm (部材角にして $R=$



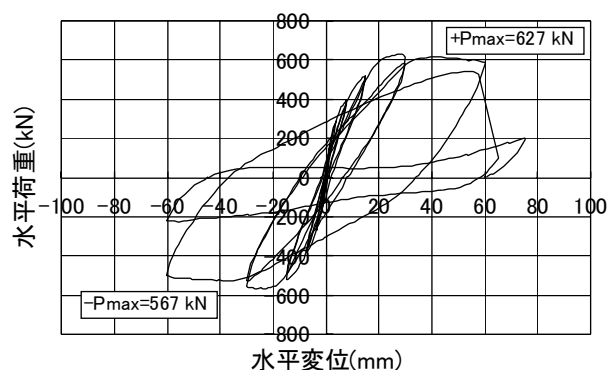
(a) N6-F75試験体



(b) H6-F75試験体



(c) H8-F00試験体



(d) H8-F75試験体

図－6 水平荷重－水平変位関係

約1/75))の直前でせん断補強筋が破断し、それ以後の耐荷性能が著しく低下した水平荷重－水平変位関係を示しているが、せん断補強筋としてφ6の高強度鋼($P_w=0.094\%$)を使用したH6-F75試験体(図－6(b)参照)の場合には、部材としての降伏点直後まで耐荷性能は向上し、せん断補強筋として異形棒鋼を用いた場合に比べて最大耐力は約14%増大している。また、せん断補強筋としてφ8の高強度鋼($P_w=0.168\%$)を使用したH8-F75試験体(図－6(d)参照)の場合には、部材としての降伏後、水平変位が約60mm(部材角にして $R=約1/25$)の範囲まで、さらに軸力を加えていないH8-F00試験体(図－6(c)参照)の場合には、水平変位が約85mm(部材角にして $R=約1/18$)の範囲まで安定した耐荷性能を示しているのがわかる。

4. 結 論

本研究によって得られた結果を要約すると、およそ次のようにまとめられる。

- 1) 円形断面 RC 部材のせん断耐力の実験結果と A 法, B 法および荒川式による推定結果との比は、それぞれ0.90～1.61(平均で1.23), 1.28～1.32(平均で1.29)および0.97～0.98(平均で0.98)で、A 法はバラツキが大きく、B 法は安全側の評価、荒川式は実験結果とほぼ同等の値を示した。
- 2) これまでに報告されている円形断面 RC 部材の実験結果も含めたせん断耐力の推定精度は、荒川式が最も優れており、その次に B 法, A 法の順であった。
- 3) 断面の直径が30～100cm の範囲では、円形断面 RC 部材のせん断耐力に及ぼす試験体寸法の影響は明確には認められなかった。
- 4) 円形断面 RC 部材の変形特性は、せん断補強量($P_w \cdot \sigma_{wy}$)の増大とともに向上する。

謝 辞

本実験とデータ整理に際してご助力を得た愛知工業大学4年生の沖野清彦君、寺田隆治君、

中田陽子さん、中村淳一君、並びに試験体の製作に際して高強度補強筋を提供して戴きました高周波熱錬(株)に対して謝意を表します。また、本研究費の一部として、愛知工業大学耐震実験センターの研究費を使用したことを付記する。

参考文献

- 1) 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
- 2) 酒向靖二, 山田和夫, 山本俊彦: 場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 493-498, 1999
- 3) 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
- 4) 酒向靖二, 山田和夫, 山本俊彦, 矢野伸司: 場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に及ぼすせん断スパン比の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 22, No. 3, pp. 673-678, 2000
- 5) 酒向靖二, 山田和夫, 山本俊彦, 矢野伸司: 円形断面を有する鉄筋コンクリート杭のせん断挙動に及ぼす構成素材の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 23, No. 3, pp. 181-186, 2001
- 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) 日本コンクリート工学協会: 破壊力学の応用研究委員会報告書, pp. 215-269, 1993
- 8) 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
- 9) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991
- 10) 酒向靖二: 場所打ち鉄筋コンクリート杭のせん断性能に関する基礎的研究, 愛知工業大学大学院修士論文, 2000
- 11) 吉田 誠: 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研究, 大同工業大学大学院修士論文, 2000
- 12) 白都 滋, 稲村利男, 田村昌仁, 勅使川原正臣: 実大場所打ち RC 杭の実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 20, No. 3, pp. 895-900, 1998
- 13) 長江拓也, 香取慶一, 林 静雄: 場所打ち RC 杭への高強度せん断補強筋の適用性に関する考察, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 21, No. 3, pp. 403-408, 1999