

論文 円形断面を有する鉄筋コンクリート部材のせん断挙動に及ぼす構成素材の影響

酒向 靖二*¹・山田 和夫*²・山本 俊彦*³・矢野 伸司*⁴

要旨：本研究では、せん断力を受ける円形断面RC部材のせん断耐力および変形特性に及ぼすコンクリート強度、せん断補強筋強度、せん断補強筋量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1.24、1.18および1.13、それらの標準推定誤差は、それぞれ38.2、34.1および29.4kN、円形断面RC部材の変形特性は、せん断補強筋強度およびコンクリート強度の増加とともに著しく向上すること、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、高強度コンクリート、高強度せん断補強筋

1. はじめに

筆者らは、これまでに円形断面を有するRC部材の曲げせん断挙動に関する一連の基礎的研究^{1)~4)}を行ってきたが、本研究では、引き続きRC部材の高性能化を目的として、円形断面RC部材のせん断性能に及ぼす高強度材料使用の影響を明らかにするために、1/3スケールの円形断面RC部材を用いて構成素材（コンクリートおよびせん断補強筋）の材料強度、せん断補強筋比および軸力の影響について検討した。

2. 実験方法

2.1 試験体

本実験では、表-1に示すようなせん断補強筋強度の異なる2シリーズの実験を行った。すなわち、**実験-I**では普通強度せん断補強筋（試験体記号は-N05(-N03)）を、**実験-II**では高強度せん断補強筋（試験体記号は-H05）を使用した。試験体は、図-1に示すように、全長2,700mm、せん断スパン900mm ($M/QD=1.5$)で、部材断面が直径 $D=\phi 300$ mmの鉄筋コンクリー

表-1 実験の概要

シリーズ名	試験体記号	せん断 スパン比 (M/QD)	軸 力 σ_N (MPa)	寸 法 (mm)	曲げ主筋		せん断補強筋	
					種 類	P_g (%)	種 類	P_w (%)
実験-I	N90-16-N03	1.5	0	$\phi 300 \times 900$	12-D16	3.37	$\phi 4-@33$	0.25
	N90-16-N03F		7.5	$\phi 300 \times 900$	12-D16	3.37	$\phi 4-@33$	0.25
	N90-16-N05		0	$\phi 300 \times 900$	12-D16	3.37	$\phi 4-@50$	0.17
	N90-16-N05F		7.5	$\phi 300 \times 900$	12-D16	3.37	$\phi 4-@50$	0.17
実験-II	N90-16-H05	1.5	0	$\phi 300 \times 900$	12-D16	3.37	$\phi 4-@50$	0.17
	N90-16-H05F		7.5	$\phi 300 \times 900$	12-D16	3.37	$\phi 4-@50$	0.17
	H90-16-H05		0	$\phi 300 \times 900$	12-D16	3.37	$\phi 4-@50$	0.17
	H90-16-H05F		53	$\phi 300 \times 900$	12-D16	3.37	$\phi 4-@50$	0.17

* 1 大同コンクリート工業(株)技術部 修士(工学) (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 工学部建設工学科 工博 (正会員)

* 4 ヨーコン(株)技術研究所

ト製スタブ（断面寸法：400×500mm）付の円形断面RC試験体を各4体製作し、**実験-I**ではせん断補強筋比（ $\phi 4$ の磨き鋼棒で間隔が33mm（ $P_w=0.25\%$ ）および50mm（ $P_w=0.17\%$ ）の2種類）および軸力（ $\sigma_N=0$ および7.5MPaの2種類）を、**実験-II**ではコンクリート強度（呼び強度21（普通強度で試験体記号はN90-）および40（高強度で試験体記号はH90-）の2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、12-D16（ $P_g=3.37\%$ ）が、またスタブ部には、いずれの試験体も主筋として4-D22が、せん断補強筋としてD13@100が配筋してある（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、普通ポルトランドセメント、猿投山の山砂利および山砂利、AE減水剤（普通強度の場合）、並びに高性能AE減水剤（高強度の場合）を使用した。RC試験体は、いずれの実験もまず円形断面部のみを製作した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、**実験-I**が13～14週、**実験-II**が16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

加力および測定方法の概要を図-2に示す。試験体の加力およびせん断スパン内の相対変位の測定には、いずれの実験もそれぞれ3,000/1,000kN長柱試験機および2個の電気式変位計を使用し、変形角が約1/20となるまで一方向単調漸増載荷を行って荷重-変位関係を測定した。また、50kNの荷重段階毎

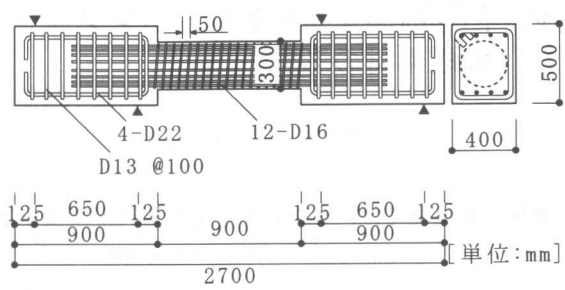


図-1 試験体の形状・寸法

表-2 コンクリートの調査表

コンクリート 強度	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)				
		セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
普通強度	62	277	172	852	942	0.554
高強度	38	450	171	691	966	3.940

表-3 材料試験結果

(a)コンクリート（円形断面部）

コンクリート 強度	養生 方法	引張強度試験		圧縮強度試験		ヤング 係数 (MPa)
		比重	強度 (MPa)	比重	強度 (MPa)	
普通強度	封緘	2.34	3.03	2.34	33.7	3.32x10 ⁴
高強度	封緘	2.35	4.62	2.37	53.8	3.62x10 ⁴

(b)鉄 筋（円形断面部）

種 類	強 度	呼び 名	伸び (%)	降伏点 (MPa)	引張 強さ (MPa)	ヤング 係数 (MPa)
主 筋	普 通	D16	23.7	449	667	1.93x10 ⁵
帯 筋	普 通	$\phi 4$	13.2	502*	624	2.03x10 ⁵
	高強度	$\phi 4$	11.9	1417*	1735	2.09x10 ⁵

[注] *: 0.2%オフセットポイント。

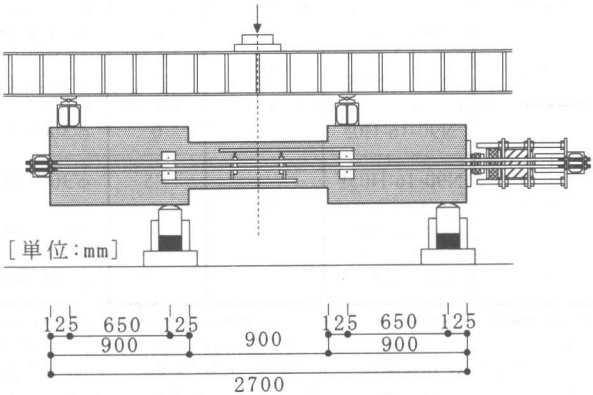


図-2 加力および測定方法

(最大荷重後は相対変位2mm毎)にひび割れ状況の観察を行った。

3. 結果とその考察

3.1 破壊状況

図-3および図-4に、それぞれ実験-Iおよび実験-IIによって得られた各試験体の最終破壊状況を示したものである。

まず、普通強度せん断補強筋を用いた実験-Iの場合(図-3参照)には、いずれの試験体も曲げひび割れ発生後にせん断ひび割れが発生し、最終的にはせん断ひび割れが円形断面部両端にまで拡大・進展することによって破壊に至っているのがわかる。なお、実験-Iでは、N90-16-05F試験体の圧縮主筋が一部降伏

したのみで、その他の主筋はいずれも弾性状態であったが、せん断補強筋は最大耐力時には殆どが降伏域($2,500 \sim 5,000 \mu$)に達していた。

一方、高強度せん断補強筋を用いた実験-IIの場合(図-4参照)には、実験-Iと比較してひび割れ幅が小さく、最大耐力に至るまでひび割れ幅の拡大はそれほど認められず、せん断ひび割れは、円形断面部の中央近傍ではなく両端部に集中する傾向を示している。また、高強度コンクリートを使用した試験体では、微細なひび割れが円形断面部全域で発生・進展しているのが特徴的である。なお、実験-IIでは、全ての試験体において主筋およびせん断補強筋で降伏が観察され、特にせん断補強筋のひずみ度は、最大耐力時に $8,000 \sim 10,000 \mu$ に達していた。

本実験では、軸力を加えた試験体の場合には、

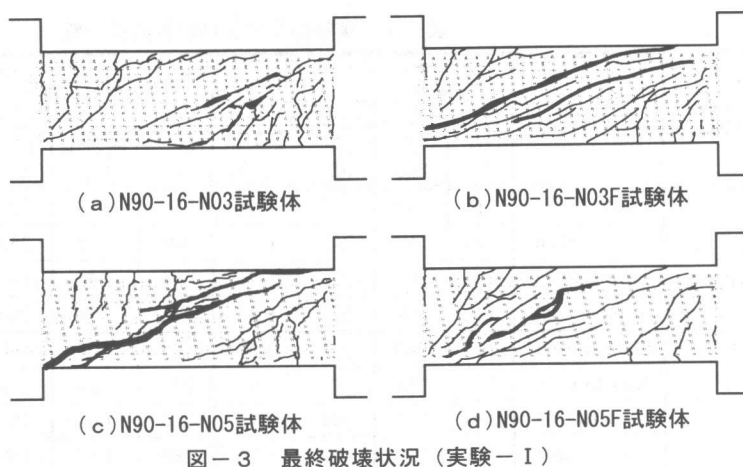


図-3 最終破壊状況(実験-I)

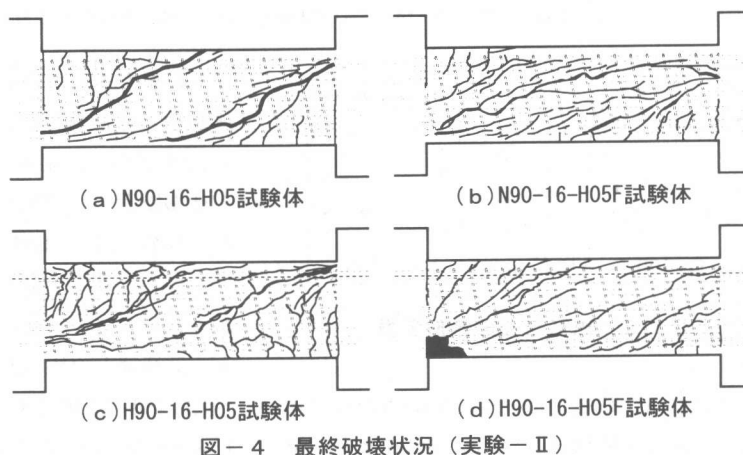


図-4 最終破壊状況(実験-II)

最大耐力後に両端部が軸力により圧壊し、最終的には圧縮せん断によって破壊を示した。

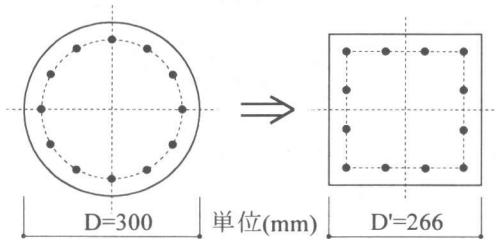
3.2 せん断耐力

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杭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(RC杭断面を100層に分割し、引張側コンクリートの応力度-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_{mc}^{*2} , Q_{mc}^{*3} および Q_{mc}^{*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」⁵⁾で示されているA法

表－４ 実験結果および計算結果一覧

シリーズ名	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)	Q_{mc}^{*1} (kN)	耐力比 Q_u/Q_{mc}	Q_{nc}^{*2} (kN)	耐力比 Q_u/Q_{nc}	Q_{nc}^{*3} (kN)	耐力比 Q_u/Q_{nc}	Q_{nc}^{*4} (kN)	耐力比 Q_u/Q_{nc}
実験-I	N90-16-N03	216	13.5	225	0.96	192	1.13	203	1.06	181	1.19
	N90-16-N03F	260	14.3	273	0.95	192	1.35	253	1.03	224	1.16
	N90-16-N05	183	9.2	225	0.81	146	1.25	170	1.08	167	1.09
	N90-16-N05F	221	7.8	273	0.85	146	1.51	200	1.11	209	1.06
実験-II	N90-16-H05	231	26.4	225	1.03	211	1.09	168	1.38	200	1.16
	N90-16-H05F	266	14.6	273	0.97	211	1.26	218	1.22	242	1.10
	H90-16-H05	270	41.7	244	1.11	260	1.04	197	1.37	251	1.08
	H90-16-H05F	345	19.4	321	1.07	260	1.33	288	1.20	293	1.18

[注] δ : 相対変位, *1~*4 : それぞれe関数法, A法, B法および荒川式による結果。



図－５ 円形断面の矩形置換

およびB法（本研究では、せん断耐力の算定に際して、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⁶⁾による結果である。

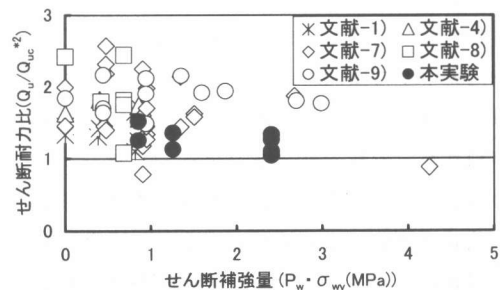
$$Q_{nc}^{*4} = \left\{ 0.085 P_f^{0.23} \frac{(180 + \sigma_B)}{M \cdot QD^{*120}} + 2.7 \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_N \right\} b j \quad \dots (1)$$

P_f : 引張鉄筋比 ($P_f = P_g/4$)
 σ_B : コンクリート強度
 σ_{wy} : せん断補強筋強度

なお、各せん断耐力算定式の使用に際しては、図－５に示すように、円形RC杭断面を等価な正方形断面に置換（一边の長さ $D' = 0.89D$ ）した。

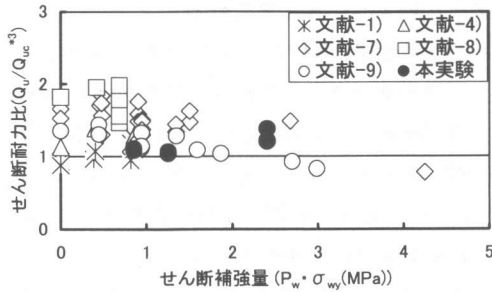
この表によれば、各試験体の最大せん断耐力の実験値とe関数法による曲げ耐力の計算値との比 (Q_u/Q_{mc}^{*1}) は、最大耐力に至るまでに主筋の圧縮ひずみ度が0.3%以上となり、曲げ降伏先行型の破壊形式を示した**実験-II**では、0.97～1.11で平均1.05となり、実験値と計算値とは

同等な値を示しているが、主筋の降伏前に試験体がせん断破壊に到った**実験-I**では、いずれも1.0を下回り、平均で0.89であった。また、最大せん断耐力の実験値とA法による計算値との比 (Q_u/Q_{nc}^{*2}) は、1.04～1.51で平均1.24となり、A法はかなり安全側の評価となっているのがわかる。一方、最大せん断耐力の実験値とB法による計算値との比 (Q_u/Q_{nc}^{*3}) は、**実験-I**では1.03～1.11で平均1.07であるが、**実験-II**では1.20～1.38で平均1.29となり、せん断補強筋強度が小さい試験体の方が、実験値に近い値を示した。これに対して、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_{nc}^{*4}) は、1.06～1.19で平均1.13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－6 (a)～(c)は、本実験結果、並びに筆者ら^{1), 4), 7)}および他の研究者^{8), 9)}による円形断面RC部材の

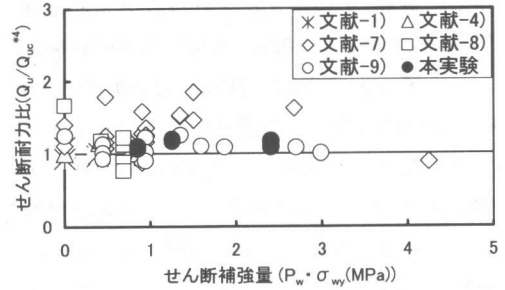


(a) A法による場合

図－６ せん断耐力－せん断補強筋量関係



(b) B法による場合



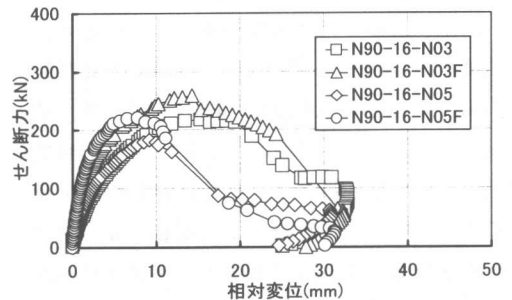
(c) 荒川式による場合

図-6 せん断耐力-せん断補強筋量関係 (続き)

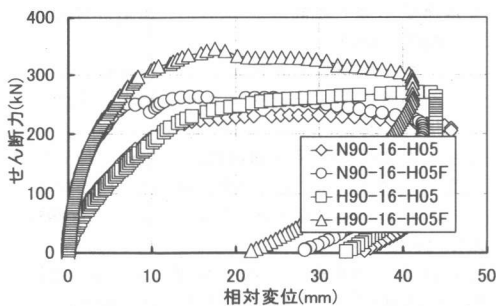
せん断実験の結果とA法, B法および荒川式による計算結果との比 (Q_u/Q_{uc}) とせん断補強筋量 ($P_w \cdot \sigma_{wy}$) との関係を示したものである。図-6 (a) に示したA法の場合には, せん断耐力比 (Q_u/Q_{uc}^{*2}) は, せん断補強量の大きな範囲までを含めて ($P_w \cdot \sigma_{wy}=0 \sim 4.25\text{MPa}$, ただし, σ_{wy} はせん断補強筋の降伏点) 1.0を上回っており, かつ Q_u/Q_{uc}^{*2} 値は $P_w \cdot \sigma_{wy}$ の増加とともに低下する傾向を示している。また, 図-6 (b) に示したB法の場合も, せん断耐力比 (Q_u/Q_{uc}^{*3}) とせん断補強筋量 ($P_w \cdot \sigma_{wy}$) との関係はA法の場合とほぼ同様であるが, A法よりもバラツキはかなり小さくなっているのがわかる。一方, 図-6 (c) に示した荒川式による場合には, 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ほぼ1.0近傍に分布して, バラツキもB法に比べてさらに小さくなっており, 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といえる。

3.3 荷重-変位関係

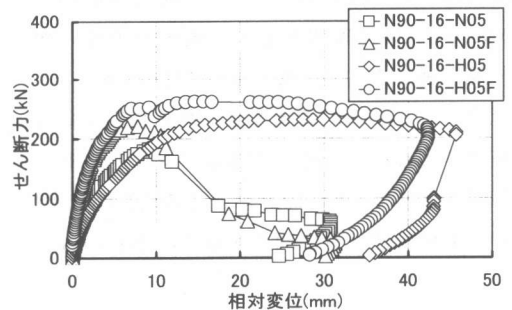
図-7 (a)~(c) は, 実験-I および実験-II によって得られたせん断荷重-相対変位関係を示したものである。これらの図によれば, 曲げひび割れ発生時までの段階の初期剛性およびせん断ひび割れ発生時から付着ひび割れ発生時までの間の剛性は, いずれも試験体による差はそれほど認められないが, 付着ひび割れ発生時から破壊に至るまでの範囲におけるせん断荷重-相対変位関係は, 試験体の種類によって著しく相違しているのがわかる。すなわち, 図-7 (a)



(a) 実験-I の結果



(b) 実験-II の結果



(c) 実験-I と実験-II との比較

図-7 せん断荷重-相対変位関係

に示した**実験-I**の結果によれば、せん断補強筋間隔が33mm ($P_w=0.25\%$)のN90-16-N03試験体は、せん断補強筋間隔が50mm ($P_w=0.17\%$)のN90-16-N05試験体よりも延性的な性状を示しているが、軸力を7.5MPa加えたN90-16-N03FおよびN90-16-N05F試験体の場合には、付着ひび割れ発生後も剛性の低下は比較的緩やかであり、最大せん断耐力も著しく大きくなっている。また、N90-16-N03、N90-16-N03F、N90-16-N05およびN90-16-N05F試験体の限界変形角は、それぞれ1/40、1/40、1/60および1/70となり、せん断補強筋比の増加とともに増大するが、軸力による相違は認められない。一方、図-7(b)に示した**実験-II**のN90-16-H05試験体では、変形角が約1/35の時点で最大耐力を示し、以後緩やかな耐力低下が認められるものの脆性的な破壊には至らず安定した耐荷性能を示しているが、高強度コンクリートを用いたH90-16-H05試験体の場合には、変形角が1/20までの範囲では最大耐力に至らなかった。また、軸力を7.5MPa加えたN90-16-H05F試験体では、せん断荷重が266kN（変形角：約1/60）の時点で圧縮主筋が曲げ降伏し、以後安定した耐荷性能を示しているが、高強度コンクリートを用いたH90-16-H05F試験体の場合には、最大耐力は345kN（変形角：約1/45）まで増大し、本実験で設定した変形角約1/20までの加力範囲では安定した耐荷性能を示している。さらに、**実験-I**と**実験-II**の結果を比較した図-7(c)によれば、高強度せん断補強筋を用いたN90-16-H05およびN90-16-H05F試験体は、普通強度筋を用いたN90-16-N05およびN90-16-N05F試験体と比べて最大耐力後の変形性能が著しく向上しているのがわかる。

以上のことから、高強度せん断補強筋を単独に使用するだけでなく、高強度コンクリートとの併用によって、せん断力を受ける円形断面RC部材の変形特性は更に向上することがわかる。

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部材のせん断耐力に関する本実験結果と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1.04~1.51（平均：1.24）、1.03~1.38（平均：1.18）および1.06~1.19（平均：1.13）となり、いずれも安全側の結果を示した。
- 2) これまでに報告されている円形断面RC部材のせん断耐力に対するA法、B法および荒川式による標準推定誤差は、それぞれ38.2、34.1および29.4kNであった。
- 3) 円形断面を有するRC部材の変形特性は、せん断補強筋強度の増大とともに著しく向上し、限界変形角も格段に増大する。また、コンクリート強度の増大による変形特性の向上も認められる。

参考文献

- 1) 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
- 2) 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
- 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) 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
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，1991
- 7) 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
- 8) 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
- 9) 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