

[154] 高強度鉄筋を用いた RC 部材に関する研究

正会員 岡田 清 (京都大学工学部)
 正会員 小林和夫 (京都大学工学部)
 正会員 宮川豊章 (京都大学工学部)
 正会員 ○青木 誠 (大阪府庁)

1. まえがき

現行の JIS では降伏点強度 σ_{sy} として 50 kgf/mm^2 までの鉄筋が規格化されているが、 50 kgf/mm^2 級の異形鉄筋については基礎資料が十分でないこともあって許容応力度等は制定されていない。その適用に関して、設計上の検討が村田¹⁾、秋本²⁾により報告されている。著者らは、これまで σ_{sy} が 70 kgf/mm^2 程度の高強度鉄筋を対象として、薄層ファイバー補強との併用³⁾ やアンボンド PC 部材の非緊張鉄筋としての適用⁴⁾などを検討した。諸外国、例えば終局強度設計法による ACI 318-77 では σ_{sy} の上限値を $80,000 \text{ psi}$ (56 kgf/mm^2) までとし、CEB/FIP Model Code (1978) に準拠した FIP Recommendations on Practical Design の草案(1982) では鉄筋等級 S 400, 500, 600 (数値: σ_{sy} の特性値) の中から選定してよいとしている。高強度鉄筋の使用にあたっては詳細な検討を要する問題も残されているが、今後より広く適用化の方向にある。

本研究は σ_{sy} が $50 \sim 70 \text{ kgf/mm}^2$ の鉄筋を主引張筋として用いた RC、Ⅲ種 PC はり部材に対して曲げおよびせん断試験を実施し、基本的部材特性を検討したものである。

2. 試験概要

(1) 使用鉄筋 高強度鉄筋には SD 50 と表面がインデンティッド (凹付) 型の実降伏点 70 kgf/mm^2 (以後 SH 70 と呼ぶ) の 2 種類、比較用の普通鉄筋として SD 30 を使用した。これらとⅢ種 PC に用いた PC 鋼棒 (表面形状は SH 70 と同様) の実強度を表-1 に示す。

(2) 供試体 断面寸法 (b, h, d) とコンクリート強度を同一とし、終局曲げ耐力をほぼ等しくした RC はり: SD 30-2D16, SD 50-2D13, SH 70-2 ϕ 11 とⅢ種 PC はり: SH 70-2 ϕ 9.2 (Ⅲ) (非緊張鉄筋: SH 70, 目標下縁プレストレス: 50 kgf/cm^2) 4 種類 (図-1-(1) の $b \times h = 100 \times 200 \text{ mm}$) を基本グループとした。その他の図-1-(2) に示す $b \times h = 350 \times 100 \text{ mm}$ 供試体はひびわれ幅と主鉄筋配置間隔 (C) の関係を検討するのに用いた。また、図-1-(3) の $b \times h = 100 \times 150 \text{ mm}$, $100 \times 160 \text{ mm}$ では基本グループと終局曲げ耐力をほぼ等しくし、はり高の減少がせん断耐力に及ぼす影響を検討した。

基本グループの静的 1 方向曲げ試験 (図-2:L1) ではスパン中央 65 cm 区間に $S = d/2$, $d/4$ (d: 有効高) ピッチで矩形閉合スターラップ ($\phi 6 \text{ mm}$) を配置したはりも作製し、じん性改善効果を併せて検討した。その他の試験ではこのような拘束筋は配置されていない。曲げ試験用はり (図-1-(2) を除く) のせん断スパンは矩形スターラップでせん断補強したが、せん断試験用はりは全て無補強とし、コンクリートのせん断抵抗を調べた。

コンクリートの設計基準強度はどれも 450 kgf/cm^2 とした。これは主鉄筋の許容引張応力度 σ_{sa} を SD 30: 1800 kgf/cm^2 , SD 50: 2300 kgf/cm^2 (土木学会の SD 30, 35, 40 に対する σ_{sa}/σ_{sy} 比を直線補間), SH 70: 3000 kgf/cm^2 (既報告⁵⁾ より主筋位置での表面最大ひびわれ幅が 0.2 mm 程度) と想定したとき、それらに対応するコンクリート上縁圧縮

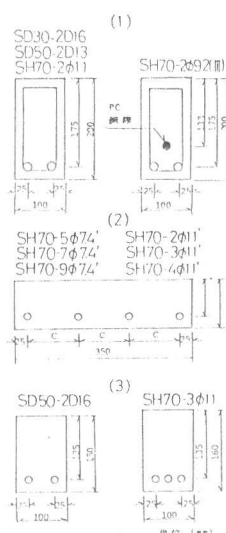


図-1 供試体断面

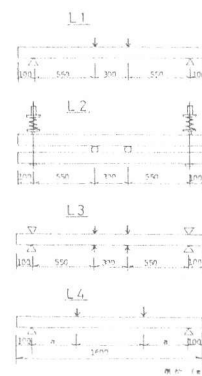


図-2 試験方法

表-1 使用鋼材の実強度

種類	径	降伏点 ^{*)} (kgf/cm^2)	引張強度 (kgf/cm^2)
SD30	D16	3780	5980
SD50	D13	5380	6800
SD50	D16	5300	6200
SH70	$\phi 7.4$	7000	8200
SH70	$\phi 9.2$	6600	7500
SH70	$\phi 11$	7300	8500
PC 鋼棒	$\phi 9.2$	11000	11700

*) SH70, PC 鋼棒については 0.2% proof stress

応力（常用設計式による， $n = 15$ ） σ_{cs} の3倍程度に等しい。

(3) 曲げ試験方法

a. 静的単方向荷重(L1) 図-2-(1) に示す対称2点荷重により，設計荷重時($\sigma_s = \sigma_{sn}$)，スパン中央圧縮縁ひずみ $\epsilon_c = 1.0, 2.0, 2.5, 3.0 \times 10^{-3}$ および最大耐力時で完全除荷しながら漸増荷重し，スパン中央たわみ，主筋ひずみ，主筋位置での表面ひびわれ幅を測定した。

b. 持続荷重(L2) 図-2-(2)のように同一条件の1対のはりに材合約5週でパネで持続荷重を与え， $20 \pm 2^\circ\text{C}$ ， $75 \pm 5\% \text{RH}$ の室内においてスパン中央たわみと主筋位置の表面ひびわれ幅を測定した。

c. 正負交番荷重(L3) 図-2-(3)の方法で各はりの主筋降伏時（鉄筋ひずみの実測による）スパン中央たわみ $\pm \delta_v$ および $\pm 3 \delta_v$ のたわみ制御下で静的に正負交番荷重を実施した。

(4) せん断試験方法

図-1-(1)，(3)の6種類のはりにつき，図-2-(4)のL4でせん断スパン長 $a = 35, 43.8, 52.5 \text{ cm}$ の3レベルに変化させ，静的せん断試験を行った。

3. 曲げ試験結果と考察

(1) 静的単方向荷重

表-2に終局曲げ耐力実測値Pu（フォーリングブランチ：耐力下降域直前の最大耐力）と計算値Pu'を示す。Pu'は鉄筋，PC鋼材の実降伏点 σ_{sv} ， σ_{pv} とコンクリート圧縮強度 σ'_c に等しい長方形応力ブロックにより算定したものである。表-2-(1)，(2)からSD50とSH70のRC，Ⅲ種PCはりでも鋼材指数 $q = (p_s \sigma_{sv} + p_p \sigma_{pv}) / \sigma'_c$ が0.15程度以下のときには Pu / Pu' は約1.15となり，SD30のRCはりと同様に上記方法で安全側に終局曲げ耐力を推定できる。また，拘束筋によりフォーリングブランチ領域の耐荷性状は著しく改善されるが，コンクリートの圧潰開始時のPuの値には影響しないとみなすことができる。

図-3に，基本グループはりの実測最大ひびわれ幅 W_{max} と荷重（鉄筋応力）の関係を示す。図中の σ_s はコンクリート引張抵抗を無視した常用式($n = 15$)による鉄筋応力計算値， σ_{sm} は主筋ひずみ測定値による実測値を示す。ただし，Ⅲ種PCはりの σ_s ， σ_{sm} はDecompression状態からの増加量を表わす。図-3によると， σ_s と σ_{sm} は大略等しく， σ_{sm} と W_{max} ($S = \infty, d/2, d/4$ の3体中の最大値)との関係は，例えばSD30-2D16: $1800 \text{ kgf/cm}^2 - 0.13 \text{ mm}$ (3体の平均値 0.11 mm)，SD50-2D13: $2300 - 0.13 \text{ mm}$ (0.12 mm)， $3000 - 0.17 \text{ mm}$ (0.16 mm)，SH70-2 ϕ 11: $3000 - 0.19 \text{ mm}$ (0.17 mm)， $4000 - 0.25 \text{ mm}$ (0.23 mm)である。また，SH70-2 ϕ 11とSH70-2 ϕ 9.2(Ⅲ)を比較すると，同一鉄筋応力に対する W_{max} (各3体の平均値)はほぼ等しいこと，さらに同一荷重に対する鉄筋応力は後者の方が小さいことから，高強度鉄筋を用いた部材のひびわれ制御の観点からはⅢ種PC断面が有効と考えられる。

図-4は，図-1-(2)供試体において $\sigma_{sm} = 3000, 4000 \text{ kgf/cm}^2$ 時の W_{max} 実測値と主筋配置間隔Cとの関係を求め，比較のためにCEB-FIP Modcl Code (1978)の特性値 W_k の計算値を併記した。それによると，同一鉄筋応力に対する W_{max} はCを小さくすると減少し， W_k と類似の傾向を示す。

表-2 曲げ試験 (L1) 結果

(1) 断面: $b \times h = 100 \times 200 \text{ mm}^2$

供試体種類	As	ρ	ρ^*	ρ^*	Meas. Pu (t)	Cal. Pu' (t)	Pu/Pu'
SD30-2D16	2016	2.27	0.147	∞ d/2 d/4	10.52 9.90 10.18	8.87 8.85 8.85	1.19 1.12 1.15
SD50-2D13	2013	1.45	0.130	∞ d/2 d/4	8.96 9.14 9.30	7.99 7.99 7.99	1.12 1.14 1.14
SH70-2 ϕ 11	2111	1.03	0.130	∞ d/2 d/4	8.74 9.02 8.93	7.82 7.82 7.82	1.12 1.15 1.14
SH70-2 ϕ 9.2(Ⅲ)	2111	1.19	0.150	∞ d/2 d/4	9.62 9.74 10.20	8.67 8.67 8.67	1.11 1.12 1.17

(2) 断面: $b \times h = 150 \times 100 \text{ mm}^2$

供試体種類	As	ρ	ρ^*	ρ^*	Meas. Pu (t)	Cal. Pu' (t)	Pu/Pu'
SH70-2 ϕ 11	5174	0.76	0.119	75	4.48	3.57	1.25
SH70-2 ϕ 9.2	4274	1.07	0.167	0	5.03	4.87	1.22
SH70-2 ϕ 7.6	4274	1.27	0.234	37.5	7.50	6.09	1.23
SH70-2 ϕ 11	2111	0.69	0.115	300	4.18	3.48	1.20
SH70-2 ϕ 11	3411	1.03	0.172	150	5.56	5.16	1.08
SH70-2 ϕ 11	4411	1.37	0.229	100	7.24	6.54	1.11

*1) : 鋼材指数 *2) : 拘束筋比 ρ^*
*3) : 主筋中心間隔

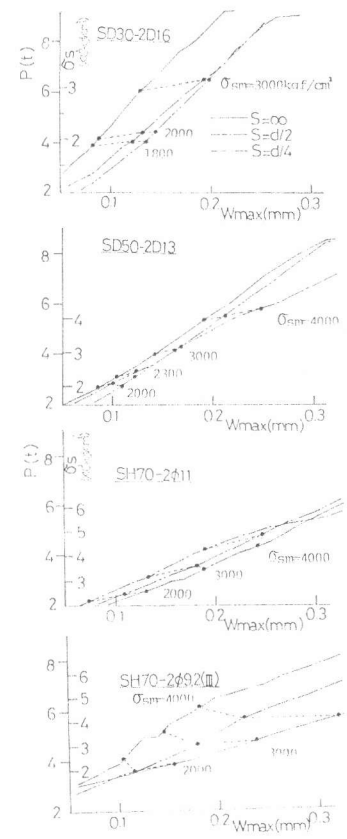


図-3 P (σ_s, σ_{sm}) - W_{max} 関係

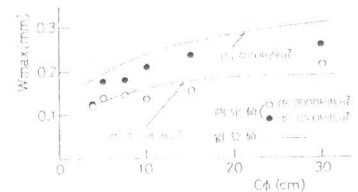


図-4 W_{max} - C 関係

図-5に、終局曲げ耐力が大略等しい基本グループに対し、各はりのPuに対する比で無次元化した荷重とたわみの関係を示す。曲げひびわれ発生以後から降伏荷重時までの剛性は鉄筋強度が大で鉄筋比が小さいものほど低下すること、さらにこのような荷重域での高強度鉄筋使用部材の剛性改善にはⅢ種PC断面が有効であることが示される。フォーリングブランチ領域において、SD 30-2D 16, SD 50-2D 13, SH 70-2φ 11間では耐荷性状に顕著な差はないが、SH 70-2φ 9.2(Ⅲ)は前三者に較べて特に拘束筋無配置の場合(S=∞)耐力低下が著しい。図-6は、フォーリングブランチ領域の耐荷性状をより明確にするため、P/PuとSとの関係を求めたものである。それによると、いずれの場合も少くともS=d/2ピッチで拘束筋を配置するとじん性が著しく改善されることが認められる。

(2) 持続荷重

図-7, 8は、持続荷重下におけるスパン中央たわみ δ_t 、最大ひびわれ幅 $W_{max,t}$ とそれぞれの初期値 $\delta_0, W_{max,0}$ との比を示す。なお、持続荷重の大きさは各はりの鉄筋応力計算値 σ_s がそれぞれ図中の値となるように定めた。また、図中の σ_s は載荷時の圧縮縁コンクリート応力の計算値を示す。

図-7から、約4ヶ月後のたわみ増大比 δ_t/δ_0 はSH 70-2φ 11の $\delta_s=4000$ kgf/cm²とした場合には約1.3であるが、他はいずれも1.4~1.5の範囲にあって、鉄筋種別や荷重レベルで顕著な差は見られない。一方、図-8から、最大ひびわれ幅の増大比 $W_{max,t}/W_{max,0}$ はSH 70-2φ 9.2(Ⅲ)の $\sigma_s=2000$ kgf/cm²では4ヶ月後に1.7程度に達するが、その他は1.2~1.4の範囲にあって、たわみの増大比に較べるとやや小さいことが認められる。さらに、図-7, 8よりたわみと最大ひびわれ幅の経時変化を比較すると、後者は載荷後の比較的短期間(1ヶ月以内)に著しく増大し、以後の変化は小さい。なお、著者らの他研究結果⁶⁾と同様に、本試験においてもたわみや最大ひびわれ幅の増大比に及ぼすプレストレスの影響はほとんど認められなかった。

(3) 正負交番荷重

基本グループ4種類のはりの荷重~たわみ履歴ループを図-9に示す。

図-9のように、SD 30-2D 16, SD 50-2D 13, SH 70-2φ 11のRCはり間では履歴ループの形状に顕著な差は見られない。これに対して、SH 70-2φ 9.2(Ⅲ)ではプレストレスにより、前三者に較べて除荷時の変形回復性がかかなり大きい。 $\pm 3 \delta_y$ のたわみを与えた後に除荷したときの変形回復率(正負方向の平均値)は、SD 30-2D 16, SD 50-2D 13, SH 70-2φ 11, SH 70-2φ 9.2(Ⅲ)において、それぞれ0.43, 0.41, 0.38, 0.70である。また、 $\pm 3 \delta_y$ に対する履歴ループから等価粘性減衰常数を求めると、

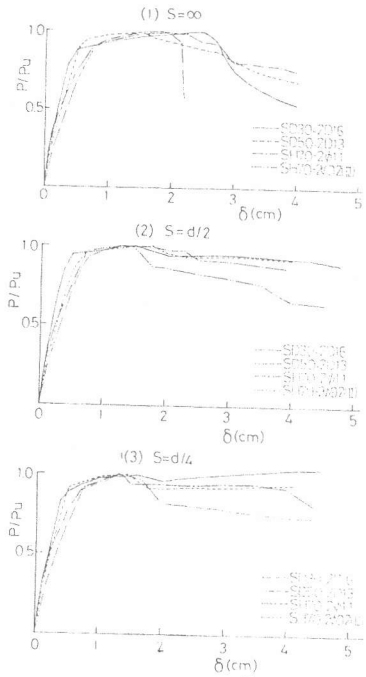


図-5 P/Pu- δ 関係

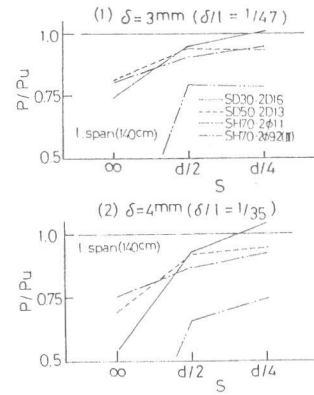


図-6 P/Pu-S関係

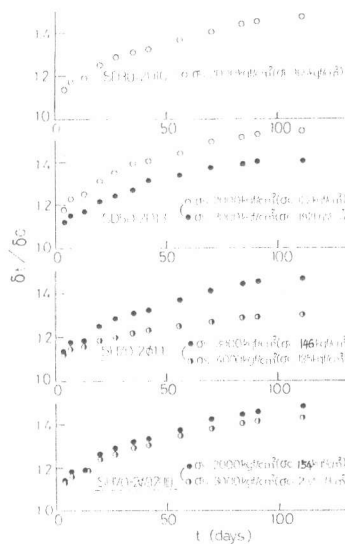


図-7 δ_t/δ_0-t 関係

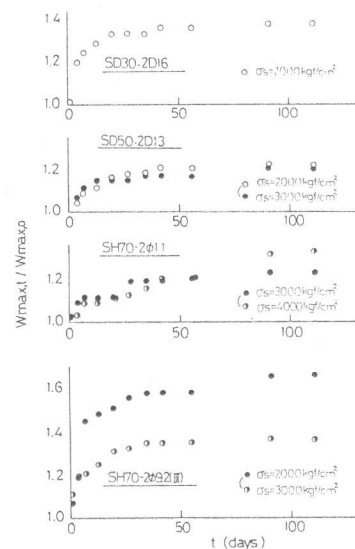


図-8 $W_{max,t}/W_{max,0}-t$ 関係

各々 0.081, 0.091, 0.089, 0.076 となり, SH70-2φ9.2(Ⅲ) は若干小さい傾向にあるが, RC はりでは鉄筋強度による差はきわめて小さい。また, 最大耐力はいずれの場合も一方方向荷重の場合とほとんど差はみられない。

4. せん断試験結果と考察

いずれのはりもせん断スパン内に曲げひびわれが生じた後にせん断ひびわれが発生し, $a/d = 2.0$ の SH70-2φ11, SH70-2φ9.2(Ⅲ) のみは最終的にはせん断圧縮破壊を呈したが, 他はせん断引張破壊した。せん断ひびわれ耐力, 終局せん断耐力の実測値 V_{cr}, V_u および ACI, 土木学会によるせん断耐力の計算値 V_{c1}, V_{c2}, V_{c3} (表-3の脚注参照) を表-3に示す。

図-10に, 破壊時の最大曲げモーメント M_u と終局曲げ耐力 M_{uf} との比と a/d の関係を示す。 M_{uf} は L1 試験の実測値 ($S = \infty, d/2, d/4$ の平均値) としたが, SD50-2D16 と SH70-3φ11 では表-2-(1) の P_u/P_u' を参考にして曲げ耐力計算値の 1.15 倍を M_{uf} とした。一方, 図-11に終局せん断強度 $v_u (=V_u/bd)$ と鉄筋比 p との関係を示す。

図-10から, SD30-2D16, SD50-2D13, SH70-2φ11 の M_u/M_{uf} は $a/d = 2.0$ では顕著な差はないが, $a/d = 2.5 \sim 3.0$ ではこの順に小さい。これらに対し, SH70-2φ9.2(Ⅲ) はこの比が著しく大きくなる。また, 終局曲げ耐力が基本グループのりと同等であっても, SD50-2D16 と SH70-3φ11 のように d を減少すると M_u/M_{uf} が低下する。一方, 図-11から, RC はりの v_u は p の減少とともに減少するが, この傾向は $a/d = 2.0$ より $a/d = 2.5 \sim 3.0$ の方が顕著である。また, 表-3から, 土木学会で $r_c = 1.3, r_b = 1.15$ とした V_{c2} は ACI 式 V_{c1} より安全側となるが, $r_c = r_b = 1.0$ とした V_{c3} は $a/d > 3.0$ では V_{cr} と比較的よく合致している。なお, V_u/V_{cr} は p により特に顕著な差は認められない。

5. 結論

断面寸法・鋼材指数がほぼ等しい高強度鉄筋 ($\sigma_{sy} = 50 \sim 70 \text{ kgf/mm}^2$) と普通鉄筋 ($\sigma_{sy} = 30 \text{ kgf/mm}^2$) の RC はりを較べると, 鉄筋比 p の小さい前者では降伏荷重時までの剛性は低下するが, 終局曲げ耐力, フォーリングブランチ領域の耐荷性状, $\pm 3 \delta_v$ 程度の交番荷重下の履歴ループ特性などは後者とほぼ等しい。前者のひびわれ幅制御からは細径鉄筋による配置間隔の減少やⅢ種 PC の採用が有効である。持続荷重下のたわみや最大ひびわれ幅の増大比は鉄筋強度・鉄筋比や荷重レベルで顕著な差はみられない。一方, 断面の有効高が同一のとき, 終局せん断強度は高強度鉄筋の使用により p を小さくすると低下するが, Ⅲ種 PC では同程度の p を有する RC よりかなり増大する。

謝辞 本実験にあたり, 高強度鉄筋の提供を頂いた (株) 神戸製鋼所 (SD50) ならびに高岡波熱鋳社 (SH70) に謹んで感謝の意を表する次第である。

参考文献 1) 村田, 富田: 高強度コンクリートの橋梁下部構造への適用, セメント・コンクリート, No. 388 (1979)
 2) 秋木: 高強度コンクリートを用いた構造部材の研究, 第1回コンクリート工学年次講演論文集 (1979)
 3) K. Okada, K. Kobayashi: Applications of Glass Fibers for Concrete Beams, Proc. of 2nd Australian Conf. on Eng. Materials (1981)
 4) 岡田, 小林, 児島, 細村: アンボンド PC 梁の基礎的諸特性に関する研究, プレストレストコンクリート 24 巻, 3 号 (1982)
 5) 岡田, 小林, 宮川, 青木, 東辻: 高張力鉄筋を用いた RC 曲げ部材に関する研究, セメント技術年報, 37 巻 (1983)
 6) K. Okada, K. Kobayashi, T. Miyagawa: Cracking, Inelastic and Time-Dependent Behaviors of Partially Prestressed concrete Beams, Proc. of Int. Symp. on Nonlinearity and Continuity in PC (Univ. of Waterloo) (1983)

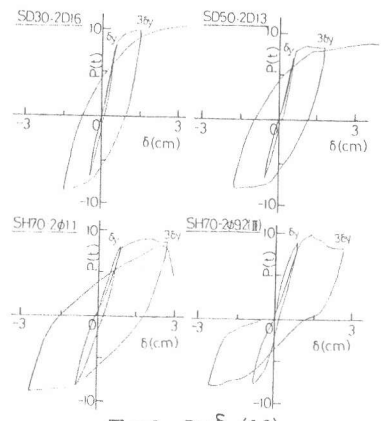


図-9 P-delta (L3)

表-3 せん断試験 (L4) 結果

はりの種類	*1) a/d	*2) AS	P (%)	Meas.		Cal. *3)		
				V _{cr} (kgf)	V _u (kgf)	V _{c1} (kgf)	V _{c2} (kgf)	V _{c3} (kgf)
SD30-2D16	2.0	2D16	2.27	4250	5630	2510	1920	2870
SD50-2D13		2D13	1.45	3900	5490	2350	1610	2400
SH70-2φ11		2φ11	1.03	2250	5200	2390	1740	2140
SH70								
-2φ9.2(Ⅲ)		3φ9.2	1.19	3750	6750	3370	1630	2440
SD50-2D16	2.5	2D16	3.18	3250	3500	1730	1590	2380
SD30-2D16		2D16	2.27	3700	4260	2360	1860	2770
SD50-2D13		2D13	1.45	3250	3460	2250	1560	2370
SH70-2φ11		2φ11	1.03	2750	2750	2200	1430	2110
SH70								
-2φ9.2(Ⅲ)		3φ9.2	1.19	3750	5250	2670	1620	2420
SD50-2D16	3.0	2D16	3.18	2000	2880	1680	1590	2380
SD30-2D16		2D16	2.27	3800	3740	2380	1900	2940
SD50-2D13		2D13	1.45	2500	3150	2300	1620	2420
SH70-2φ11		2φ11	1.03	2400	2500	2250	1440	2160
SH70								
-2φ9.2(Ⅲ)		3φ9.2	1.19	4170	4380	2290	1630	2440
SD50-2D16	4.2	2D16	3.18	2250	2900	1650	1590	2380
SH70-3φ11		3φ11	2.00	2500	2660	1780	1470	2200

*1) A = a = 35cm, B = a = 43.75cm, C = 52.5cm
 *2) SH70-2φ9.2(Ⅲ) : AS = 2φ9.2 (緊張用 PC 鋼線)
 *3) V_{c1}: ACI 318-77
 V_{c2}: 土木学会コンクリート構造の限界状態 $r_c = 1.3, r_b = 1.15$
 V_{c3}: 設計法所録(案) $r_c = 1.0, r_b = 1.0$

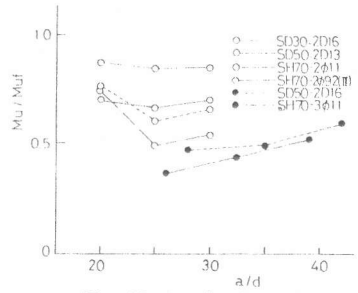


図-10 $M_u/M_{uf} - a/d$ 関係

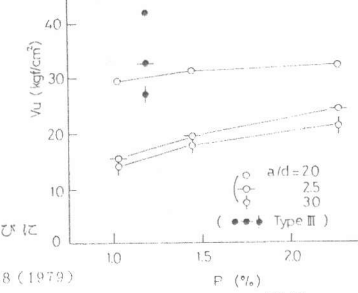


図-11 $V_u - p$ 関係