

[75] 高強度P C ばりの力学的性状に関する研究

正会員 船越 稔 (法政大学 工学部)
 正会員 岡本享久 (東京工業大学 工学部)
 田中栄治 (広島大学 工学部)

1. 緒言

圧縮強度が 800 kg/cm^2 から 1000 kg/cm^2 程度のコンクリートは高性能減水剤の利用により普通養生でも比較的容易に造られるようになった。従って、高強度コンクリートの利用に際し最も有利な構造である P C 構造部材に適用する場合、コンクリートの圧縮強度の増大と共に大きなプレストレスの導入が可能となり、斜ひびわれ時のせん断耐力、終局時のせん断耐力および曲げ耐力が改善されることが予想される。しかしながら、高強度コンクリートを用いる際の注意事項としてコンクリートの引張強度が圧縮強度ほど増加しないこと、また圧縮下の応力ひずみ曲線より最高応力後の応力低下の割合が大きくなりかなりぜい性的性格になることから、P C 部材に適用する場合、特にせん断耐力およびじん性評価に関する実験資料の不足から、この種部材に関する明確な規程がなく現行の設計規準を準用する形式をとっている。その為必ずしも高強度コンクリートの特性を合理的に構造物に生かしているとはいえない。以上のことから、本研究では工形断面 P C ばりを用い、コンクリートの圧縮強度およびせん断補強率を変えて試験体を製造し、導入プレストレス量およびせん断スパンと有効高さの比を変化させて載荷試験を行ない、せん断耐力特性ならびに変形性状に検討を加え、高強度 P C ばりの設計に関する基礎資料を得ることを目的としている。

2. 使用材料および試験の方法

(1) セメント、骨材および混和剤

セメントは早強ポルトランドセメントを用い比重は 3.14 であった。細骨材は太田川産の川砂で、比重は 2.58 であり、吸水率は

2.0% であった。粗骨材には最大寸法 15mm の碎石を用い、比重は 2.62 あるいは 2.72 であった。混和剤には高性能減水剤 (マイティ 150) を用いた。

(2) 鋼材

P C 鋼材には呼び名 23mm の丸棒 C 種 1 号 (SBPR 110/125) を用い、スターラップには $\phi 6 \text{ mm}$ (SR-24) を用いた。また組立鉄筋には $\phi 9 \text{ mm}$ を用いた。これらの鋼材の引張試験結果は表 1 に示すとおりである。

(3) 供試体

図 1 は P C 供試体の断面寸法を示したものである。腹鉄筋には垂直スターラップを用い、そのせん断補強率 ($Kr\sigma_{sy}$) は 0、30、60 および 80 kg/cm^2 の 4 種とした。スターラップの配置方法は図 2 に示すとおりである。コンクリートは載荷時の目標圧縮強度を 400 、 600 、 800 および 1000 kg/cm^2 として配合を定め、その時の W/C はそれぞれ 50、40、28 および 24% とした。

(4) プレストレッシングおよび載荷試験

導入直後における部材引張部のプレストレスは、図 3 に示すように P C 示方書および高強度コンクリート設計施工指針 (案) (いずれも土木学会発行) に準じてコンクリートの圧縮強度に応じて定めた。コンクリートの圧縮強度が目標値に達した時、図 4 に示す 2 点対称荷重により載荷試験を行ない、せん断スパンと有効高さの比 (a/d) は 2.0、2.5、3.0 および 3.5 の 4 種に変えた。

表 1 鋼材の引張試験結果

	A_s (mm^2)	σ_{sy} (kg/mm^2)	σ_{su} (kg/mm^2)	伸長 (%)	E_s (kg/mm^2)
PC Bar	400.0	125	134	11	2.0×10^6
	390.3	126	136	10	2.0×10^6
$\phi 9$ SR-24	60.5	29.9	43.4	36	2.1×10^6
$\phi 6$ SR-24	25.5	40.2	51.8	16	2.1×10^6

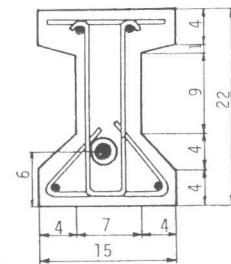


図 1 断面寸法 (cm)

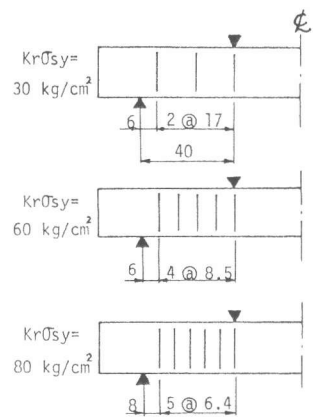


図 2 スターラップの配置 (cm)

3. 試験の結果と考察

(1) 斜びびわれ耐力

試験の結果を表2に示した。

図5は斜びびわれ発生時のせん断耐力(τ_{ic})と σ_c の関係を a/d およびせん断補強率(Kr_{sy})をパラメーターに示したものである。実験したすべての梁でウェブせん断びわれが曲げせん断びわれに先行した。多少の変動があるが各 a/d について τ_{ic} と σ_c の関係はおおむね図中の実線のようになり、 Kr_{sy} の相違による影響はほとんど見られなかった。 σ_c の増加に伴う τ_{ic} の増加率は導入プレストレスの増加率とほぼ等しいことが認められ、コンクリートの引張強度の貢献はほとんど見られなかった。なお、 $\sigma_c = 600 \text{ kg/cm}^2$ を境にしてこの τ_{ic} の増加率が異なるのは図3に示すように σ_c の増加に伴う導入プレストレスの増加割合をこの $\sigma_c = 600 \text{ kg/cm}^2$ 以上と以下で変化させた為である。

(2) 終局耐力および変形

図6は終局時のせん断耐力(τ_u)と σ_c の関係を a/d および Kr_{sy} をパラメーターに示したものである。図6より次の傾向が認められた。すなわち、 $Kr_{sy} = 0 \text{ kg/cm}^2$ の場合について、同一 a/d における τ_u は σ_c の増加とともにほぼ直線的に増加することが認められ、 σ_c の増加に伴う τ_u の増加率は τ_{ic} の場合より著しく大であり、また a/d が小なる程この増加率は幾分大きくなった。

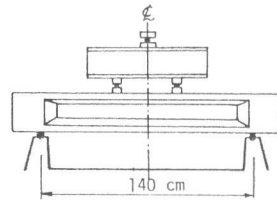


図4 荷重方法

表2 試験結果

No.	σ_c	a/d	θ	Kr_{sy}	P_{ic}	P_b	P_u	τ_{ic}	τ_u	破壊形式	No.	σ_c	a/d	θ	Kr_{sy}	P_{ic}	P_b	P_u	τ_{ic}	τ_u	破壊形式
1	1101	1.99	32	0	27.7	30.0	45.4	123	202	SCF,WCF	21	792	3.47	28	0	17.3	13.4	24.1	77	107	DTF
2	1031	1.97	31	29	26.0	29.0	44.7	113	195	SCF,WCF	22	850	3.45	24	38	17.3	12.9	26.7	77	118	MTF
3	1052	1.98	30	60	25.0	29.8	50.0	112	223	SCF,WCF	23	595	1.99	33	0	21.4	24.0	32.0	97	145	SCF
4	1101	2.43	23	0	24.7	22.0	37.2	108	162	SCF	24	623	1.97	34	26	21.8	25.0	34.0	97	151	SCF
5	1075	2.45	27	31	21.0	18.0	38.9	93	173	SCF,WCF	25	638	1.98	34	51	20.0	23.0	35.5	88	157	SCF
6	1075	2.51	27	61	20.0	24.0	41.7	91	190	MTF	26	595	2.47	30	0	18.0	16.0	24.5	77	105	DTF
7	1124	2.47	32	73	22.0	24.0	43.8	97	193	SCF,MTF	27	587	2.46	30	27	17.2	18.0	27.9	76	123	SCF
8	1052	2.96	22	0	21.3	18.0	31.2	93	136	DTF	28	587	2.50	29	55	18.0	18.0	33.3	80	148	SCF
9	1031	2.95	24	39	20.8	19.5	35.1	92	155	MTF	29	613	2.43	30	79	18.0	18.0	33.1	78	143	MCF
10	1004	2.96	30	60	20.0	17.5	33.6	89	149	MTF	30	590	2.98	22	0	16.0	14.0	19.7	73	89	DTF
11	1016	3.45	24	0	21.6	16.7	25.6	95	113	DTF	31	623	2.97	28	33	16.0	15.3	27.1	72	121	SCF
12	1016	3.45	25	37	22.0	15.5	29.4	97	129	MTF	32	596	2.93	28	65	16.0	15.6	27.7	70	122	MCF
13	1004	3.45	25	75	18.0	14.6	27.9	80	124	MTF	33	590	3.49	18	0	15.1	12.0	17.9	68	81	DTF
14	819	1.97	36	0	23.4	26.0	38.2	103	169	SCF,WCF	34	638	3.45	25	38	16.5	13.1	22.7	73	100	MCF
15	850	1.98	32	28	20.4	24.8	41.6	91	185	SCF	35	592	3.48	28	66	16.0	13.7	21.2	72	95	MCF
16	876	2.46	30	0	20.0	22.0	30.2	89	134	DTF	36	414	1.95	32	0	17.4	20.0	26.7	76	117	SCF
17	819	2.46	28	56	19.5	20.0	36.9	84	159	SCF,WCF	37	414	1.96	32	28	18.0	20.0	29.9	79	131	SCF
18	876	2.46	31	78	22.0	22.0	39.1	98	175	MTF	38	437	2.45	25	0	13.8	14.0	19.7	61	87	DTF
19	792	2.96	27	0	19.7	16.0	27.3	88	121	DTF	39	425	2.95	28	0	13.7	11.8	16.5	61	73	DTF
20	850	2.94	24	39	17.2	15.0	31.1	76	138	MTF	40	425	3.45	25	0	13.0	10.0	14.0	58	62	DTF

σ_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm^2) a/d : セン断スパンと有効高さの比 θ : 斜びびわれ角度 (degree) Kr_{sy} : セン断補強率 (kg/cm^2)
 P_{ic} : 斜びびわれ発生荷重 (t) P_b : 曲げびびわれ発生荷重 (t) P_u : 破壊荷重 (t) τ_{ic} : 斜びびわれ発生時のせん断
 τ_u : 終局時のせん断応力度 (kg/cm^2) SCF : セン断圧縮破壊 WCF : 腹部圧縮 応力度 (kg/cm^2)
DTF : 斜引張破壊 MCF : 曲げ圧縮破壊 MTF : 曲げ引張破壊

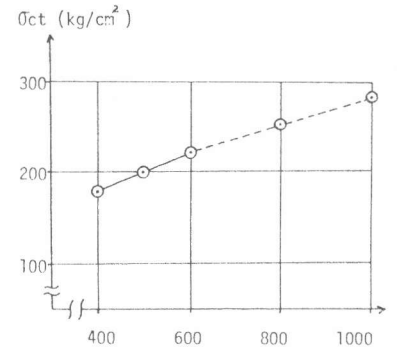


図3 導入プレストレス σ_{ct} (kg/cm^2)

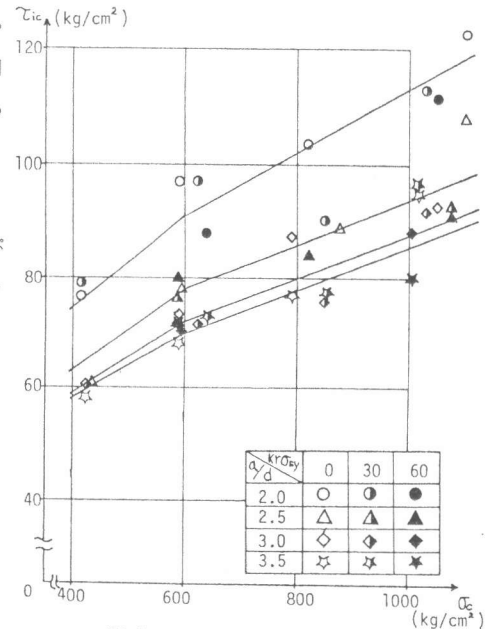


図5 τ_{ic} と σ_c の関係

一方、スターラップを有しせん断破壊をした梁の τ_u も無補強の梁の場合と同様の傾向を示した。図5を参照すると斜びわれ発生から終局時までの耐力増加は σ_c が大であつた a/d が小なる程大きく、これは a/d が小さい場合、 τ_u に及ぼすコンクリートの寄与が大きくなるのが原因である。したがって、高強度PCばりのせん断破壊形式は a/d が小なる範囲でせん断圧縮破壊と腹部圧壊の中間の破壊性状を示すようになり、腹鉄筋よりコンクリートの圧縮部分の影響が大きくなった。

図7は σ_c が600 kg/cm²と1000 kg/cm²の場合の終局時のせん断応力度(τ_u)と a/d の関係を $Kr_{\sigma sy}$ をパラメーターに示したものである。図中の実線は曲げ破壊した梁のせん断応力度を示す。 τ_u は a/d の増加とともに減少し、同一 $Kr_{\sigma sy}$ において σ_c が大なる程 a/d の増加に伴う τ_u の減少量は大きくなった。この τ_u の減少量は a/d が2.0から2.5に変化する場合に最も大きく、 a/d が3.0以上ではこの τ_u の減少量は相対的に小さくなっている。腹鉄筋を配置した梁における a/d の増加に伴う τ_u の減少割合は無補強梁の減少割合より小なることが認められた。その結果、各 a/d において $Kr_{\sigma sy}$ の相違による τ_u の変化量は a/d が小なる程小さくなり、 τ_u は a/d の減少とともに $a/d = 2.0$ に収束するような関係となった。表2に示すように、 $a/d = 2.0$ の場合の破壊形式は $\sigma_c = 600$ kg/cm²で全てせん断圧縮破壊であり、また $\sigma_c = 1000$ kg/cm²では図6でも述べたようにせん断圧縮破壊と腹部圧壊の両方に似たものであった。また、 a/d が2.5以上では $\sigma_c = 600$ kg/cm²で斜引張破壊、 $\sigma_c = 1000$ kg/cm²でせん断圧縮破壊あるいは斜引張破壊となった。すなわち、 $a/d = 2.0$ と2.5以上では破壊形式が異なり、高強度PC梁では a/d が小なる時、 $Kr_{\sigma sy}$ に影響されにくい破壊形式となり $Kr_{\sigma sy}$ が増加しても τ_u は増加しない結果となった。

図8は $a/d = 2.5$ の場合における τ_u と $Kr_{\sigma sy}$ の関係を σ_c をパラメーターに示したものである。 $a/d = 2.5$ 以上では腹鉄筋の補強効果に及ぼす σ_c の影響は認められず、 $\sigma_c = 600$ kg/cm²より1000 kg/cm²まで200 kg/cm²ずつの σ_c の増分に対し、 τ_u はほぼ20 kg/cm²程ずつ増加し、この増分に及ぼす $Kr_{\sigma sy}$ の影響は認められなかった。

図9は σ_c が600 kg/cm²および1000 kg/cm²における τ_u と $Kr_{\sigma sy}$ の関係を a/d をパラメーターに示したものである。 a/d が2.5以上では腹鉄筋の補強効果は a/d の相違にかかわらずほぼ同一であるが、 $a/d = 2.0$ の場合はこの $Kr_{\sigma sy}$ の増加に伴う τ_u の増加率が極端に小さくなり、補強効果が悪くなった。これは図6および図7でも述べたように $a/d = 2.0$ と2.5以上で破壊形式が異なっていることが原因である。しかし、 $a/d = 2.0$ では a/d が2.5以上の場合とくらべて腹部無補強梁のせん断耐力がかなり増加しており、同一耐力に必要な腹鉄筋を減じることができる。

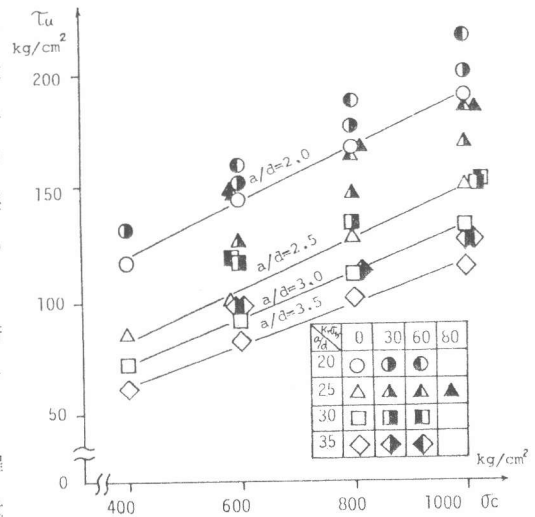


図6 τ_u と σ_c の関係

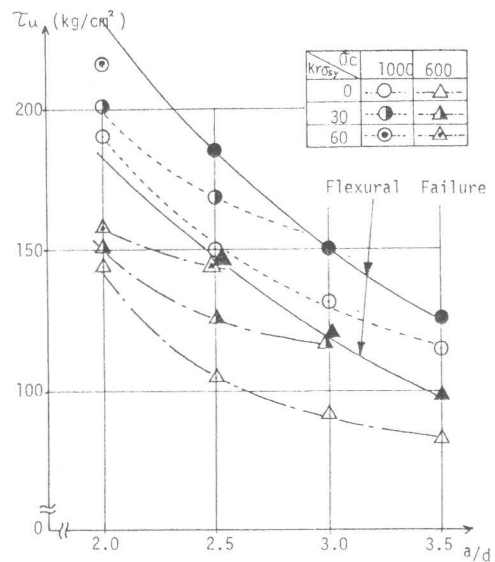


図7 τ_u と a/d の関係

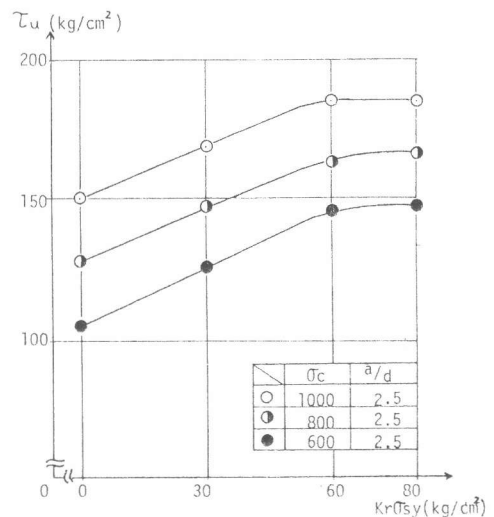


図8 τ_u と $Kr_{\sigma sy}$ の関係 (σ_c の影響)

図10は a/d が3.0と3.5の場合についてスパン中央での最大荷重時でのたわみ (δ_U) と σ_c の関係を破壊形式をパラメータに示したものである。曲げ破壊を起こした梁で σ_c が 800 kg/cm^2 より小さい場合は曲げ圧縮破壊であり、また σ_c が 800 kg/cm^2 以上では曲げ引張破壊であった。曲げ破壊した梁の最大荷重時の変形量は σ_c が 600 kg/cm^2 から 800 kg/cm^2 に増加すると破壊形式が曲げ圧縮から曲げ引張破壊となるために多少大きくなるが、曲げ引張破壊を起こす $\sigma_c = 800 \text{ kg/cm}^2$ 以上では σ_c が増加しても最大荷重時の変形量はほとんど同一であった。また、 $\sigma_c = 800 \text{ kg/cm}^2$ 以上においてせん断破壊(斜引張破壊)した梁の δ_U は曲げ引張破壊の場合とあまり差がなく、じん性に対する安全率が低下するようであり、使用時の許容圧縮応力度はある程度低減した値を用いるなどの配慮が必要と思われる。

4. 結 語

高強度PCばりの力学的性状を調べる目的で破壊試験を行ない結果に検討を加えた。本研究で得られた結果を要約すると次のとおりである。

- (1) 導入プレストレスを高強度コンクリート設計施工指針(案)(土木学会)に準じて変えた高強度PCばりの斜ひびわれ発生時および終局時のせん断強さは σ_c の増加とともにほぼ直線的に増加し、 σ_c の増加に伴う終局時のせん断強さの増加率は斜ひびわれ時のせん断強さの場合より著しく大きくなった。
- (2) 高強度PCばりのせん断破壊形式は a/d が小なる時常用強度の場合と異なり、せん断圧縮破壊と腹部圧壊の両方の性状を帯びたものとなり、極めてぜい性的であった。
- (3) 高強度PCばりにおいても、 a/d が小なる場合では終局時のせん断強さに及ぼすコンクリートの寄与が大であるため、せん断補強効果が悪くなった。
- (4) 高強度PCばりのせん断補強効果に及ぼす σ_c の影響は $a/d = 2.5$ 以上でほとんど見られなかった。

(5) 高強度PCばりの終局時の変形量は破壊形式が曲げ引張破壊あるいはせん断破壊でもほぼ同一であることからじん性に対する安全率が低下し、設計においてはこの点に留意し使用時の許容曲げ圧縮応力度などを低減する配慮が必要と思われる。

本研究の実験実施に当たり広島大学工学部4年池田英之君、丹 義幸君から多大な援助を受けました。ここに謝意を表します。

(参考文献)

- (1) 船越 稔、岡本享久：高強度プレストレスコンクリート梁の終局耐力に関する実験研究、第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集、pp 365～368、1980年

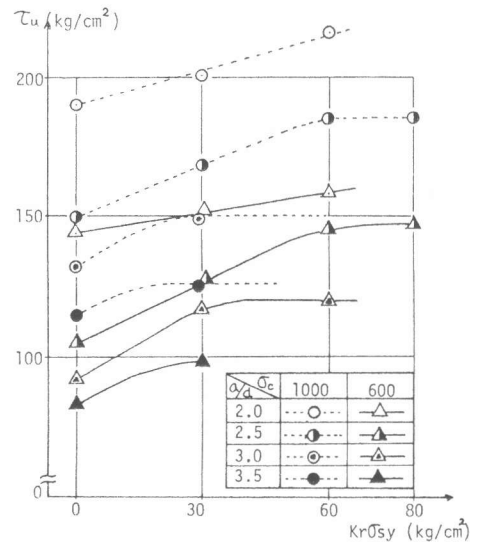


図9 τ_u と $Kr\sigma_{sy}$ の関係 (a/d の影響)

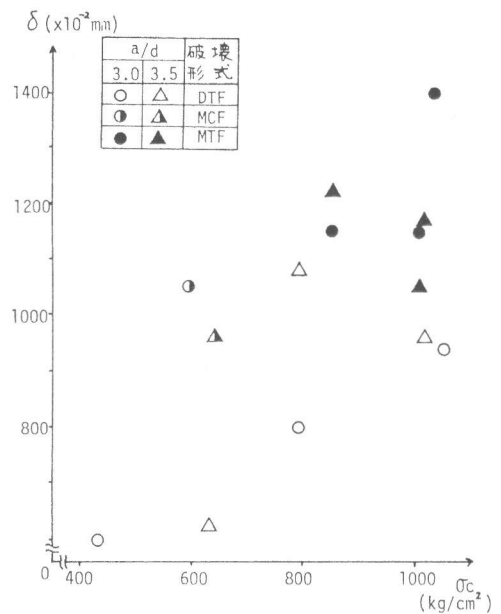


図10 最大荷重時のたわみ