

[92] 高強度プレストレストコンクリート梁の終局耐力に関する実験研究

正会員 船越 稔 (広島大学工学部)

正会員 岡本享久 (広島大学工学部)

1. 緒言

本研究は圧縮強度が800 kg/cm²~1000 kg/cm²程度の高強度コンクリートを使用したプレストレストコンクリート梁の終局耐力および破壊性状について実験を行ない検討を加えるもので、高強度プレストレストコンクリート部材のせん断力に対する設計方法に関連した資料を得ることを目的としている。

近年、高性能減水剤を利用してコンクリートの水セメント比を著しく減ずることにより圧縮強度が1000 kg/cm²に達するような高強度コンクリートを製造することが容易となり、新しい構造形式のコンクリート構造物に適用されつつある。一般に高強度コンクリートの特性として、コンクリートが高強度になってもヤング係数および引張強度の増加割合は低強度コンクリートの場合より幾分小さくなること、また圧縮下の応力・ひずみ曲線より最高応力が生ずる時のひずみが大きくなるが、その後の応力低下の割合が大きくなりかなりぜい性的な性質になることなどが知られ、構造物に適用された場合設計上せん断耐力および変形の評価について諸々の問題が指摘されている。昭和55年4月に「高強度コンクリート設計施工指針(案)」(土木学会)が出版され、圧縮強度800 kg/cm²までのコンクリートを取り扱っているが、部材のせん断強度および変形状に関する実験資料が不足しているように思われる。従って本実験では工形断面プレストレストコンクリート単純梁を使用して、コンクリートの強度、せん断スパンと有効高さの比、せん断補強率および導入プレストレスを変えて破壊試験を行ない、この種部材のせん断強さおよび破壊性状などに検討を加え、資料の充足を計るものである。

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、吸水率はそれぞれ2.58, 2.0%であり、粗骨材には砕石を用い、比重、最大寸法はそれぞれ2.62, 15 mmである。混和剤には高性能減水剤(マイティ150)を用いた。

(2) 鋼材

PC鋼材には呼び名23mmの丸棒C種1号(SBPR110/125)を用いた。スターラップにはφ6mmおよびφ9mmの普通丸鋼(SR24)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PC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た。そのせん断補強率(Krσ_{sy})は0, 20, 40,

60, 80 kg/cm²の5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試験時の目標圧縮強度を600, 800および1000 kg/cm²の3種として配合を定めた。表2にコンクリートの配合、フレッシュコンクリートおよび硬化コンクリートの試験結果を示す。

(4) プレストレッシングおよび載荷試験

部材引張部における導入直後のプレストレスはPC示

表1 鋼材の引張試験結果

	As (mm ²)	σ _{sy} (kg/mm ²)	σ _{su} (kg/mm ²)	伸率 (%)	E _s (kg/cm ²)
PC鋼棒	400.0	125	134	11	2.0x10 ⁶
φ9・SR-24	60.5	29.9	43.4	36	2.1x10 ⁶
φ6・SR-24	25.5	40.2	51.8	16	2.1x10 ⁶

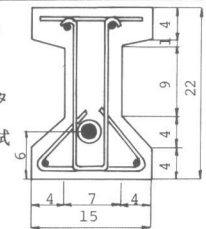


図1 断面寸法(cm)

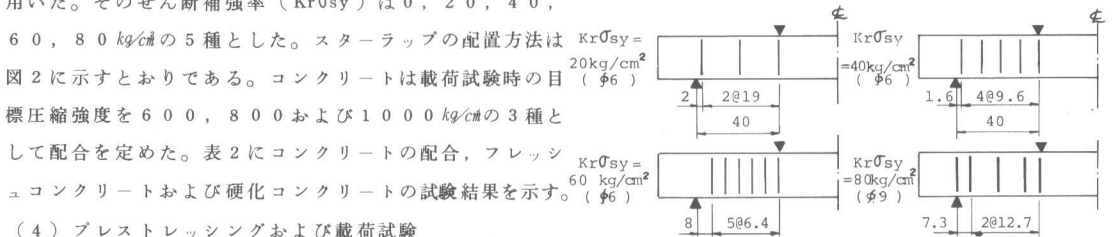


図2 スターラップの配置方法 (cm)

方書および高強度コンクリート設計施工指針

(案)に準じて図3に示すようにコンクリート強度に応じてこれを定めた。

載荷試験は図4に示すように2点対称荷重により行ない、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。

3. 試験の結果および考察

(1) 斜ひびわれ耐力および終局せん断耐力

表3は試験結果の一覧である。

図5は無補強梁の τ_{ic} , τ_u と σ_c の関係を a/d をパラメーターに示した。ここに τ_{ic} , τ_u はそれぞれ斜ひびわれ発生時および終局時の公称せん断応力度である。図5より次のような傾向が認められた。すなわち、 τ_{ic} および τ_u は σ_c の増加に伴いほぼ直線的に増加し、 a/d が小なる程この増加割合はやや大きい。 σ_c が600 kg/cm²から1000 kg/cm²に増加すると、 a/d の違いに応じ、 τ_{ic} および τ_u はそれぞれ15~20 kg/cm²および40~45 kg/cm²程度大となった。600 kg/cm²から1000 kg/cm²のコンクリート強度の増加に伴う τ_{ic} の増加割合は a/d の違いにかかわらず約1.2~1.25でこれは下縁プレストレスの増加値1.27とほぼ等しい。よって600 kg/cm²以上の高強度コンクリートを用いたPC梁の斜ひびわれ耐力は導入プレストレスに支配され、圧縮強度増加に伴うコンクリート引張強度増加による寄与はこれに比べるとわずかであると思われた。一方 τ_u は σ_c の増加に伴ない著しく増加した。これはプレストレス値の相違のほか、破壊が高強度になるとコンクリートの圧縮部分の影響が支配的となり上縁部コンクリートおよび腹部のコンクリートストラットが耐力分担するようになり、これにコンクリート強度が影響するのが原因と思われた。

図6は無補強梁の τ_u と a/d の関係を σ_c をパラメーターに示した。この図より a/d の増加に対する τ_u の減少はよ

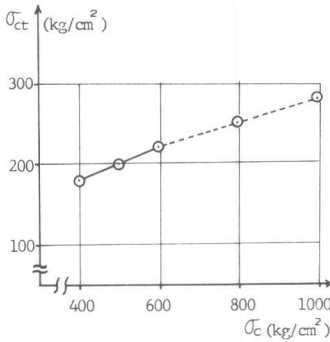


図3 導入プレストレス

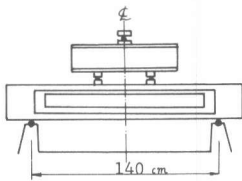


図4 載荷方法

表2 コンクリートの配合と強度

No.	W (kg/m ³)	W/C (%)	S/a (%)	add (g)	スランプ (cm)	Air (%)	σ_c (kg/cm ²)		σ_c (kg/cm ²)		σ_t (kg/cm ²)	σ_b (kg/cm ²)
							導入時	載荷時	導入時	載荷時		
1	170	27	44	0.75%	17	2.0	1035	1101	4.15	4.13	57	90
2	195	24	44	1.25	23	2.1	981	1075	3.97	4.04	55	97
3	190	24	44	"	"	1.6	1118	1124	4.11	4.05	50	81
4	187	27	44	0.75	14	2.1	1018	969	3.95	3.95	44	88
5	185	26	40	"	13	2.6	770	819	3.75	3.82	42	59
6	180	26	40	"	"	2.8	764	876	3.66	3.96	48	59
7	160	35	44	"	16	2.4	636	595	3.22	3.31	37	48
8	173	35	44	"	22	2.4	538	587	3.27	3.61	43	62
9	165	35	44	"	21	2.5	563	613	3.59	3.19	37	59
10	164	35	44	"	4	2.5	561	590	3.06	3.09	37	46

Ec: Young Modulus of concrete (×10⁵)

表3 試験結果

No.	Mix	σ_c	a/d	θ	Kr σ_{sy}	Pic	Pb	Pu	τ_{ic}	τ_u	破壊形式
1	1	1101	1.99	32°	0	27.6	30.0	45.2	123	201	WCF, SCF
2	1	1101	2.43	23	0	24.7	22.0	37.2	108	162	SCF, WCF
3	2	1075	2.45	27	31	21.0	18.0	38.9	93	173	SCF, WCF
4	2	1075	2.51	27	61	20.0	24.0	41.7	91	190	MTF
5	3	1124	2.47	32	73	22.0	24.0	43.8	97	193	SCF, MTF
5	3	1124	2.48	27	80	23.5	24.0	43.3	104	192	MTF
7	4	969	2.94	23	0	20.0	19.5	31.5	89	140	DIF
8	4	969	3.51	20	0	18.0	16.0	26.0	81	117	DIF
9	5	819	1.97	36	0	23.4	26.0	38.2	103	169	WCF, SCF
10	6	876	2.46	30	0	20.0	22.0	30.2	89	134	DIF
11	5	819	2.46	28	56	19.5	20.0	36.9	84	159	SCF, DIF
12	6	876	2.46	31	78	22.0	22.0	39.1	98	175	MTF
13	7	595	1.99	33	0	21.4	24.0	32.0	97	145	WCF, SCF
14	7	595	2.47	30	0	18.0	16.0	24.5	77	105	DIF
15	8	587	2.46	30	27	17.2	18.0	27.9	76	123	SCF, DIF
16	8	587	2.50	29	55	18.0	18.0	33.3	80	148	SCF, DIF
17	9	613	2.43	30	79	18.0	18.0	33.1	78	144	MCF
18	9	613	2.45	30	72	18.0	16.2	30.0	80	134	SCF, MCF
19	10	590	2.98	22	0	16.0	14.0	19.7	72	89	DIF
20	10	590	3.49	18	0	15.1	12.0	17.9	68	81	DIF

σ_c : コンクリートの圧縮強度 (kg/cm²), a/d : せん断スパンと有効高さの比, θ : 斜ひびわれ角度 (度), Pic: 斜ひびわれ荷重 (t), Pb: 曲げひびわれ荷重 (t), Pu: 破壊荷重 (t), WCF: 腹部圧壊, SCF: せん断圧縮破壊, DIF: 斜引張破壊, MCF: 曲げ圧縮破壊, MTF: 曲げ引張破壊, τ_{ic} , τ_u : 斜ひびわれ発生時および終局時の公称せん断応力度 (kg/cm²),

り著しく、特に a/d が2.5より小なる場合破壊は σ_c の大小にかかわらず腹部圧壊、せん断圧縮破壊の両方に似たものとなり、 a/d が3.0より大なる場合破壊は斜引張破壊に類似したものであった。 a/d の増加に伴う τ_u の減少の傾向は σ_c の大小にかかわらず同一であり、強度が変わっても低減の傾向にはあまり変化が見られなかった。

図7は $a/d = 2.5$ の梁の τ_u と $Kr\sigma_{sy}$ の関係を σ_c をパラメータに示したものである。 $Kr\sigma_{sy}$ が40 kg/cm^2 から60 kg/cm^2 まで τ_u は $Kr\sigma_{sy}$ の増加に応じほぼ直線的に増加するがその効率はコンクリート強度の相違にはほとんど影響されない。

(2) 破壊性状

高強度P C梁の破壊は極めてぜい性的な場合があり、本実験においては曲げ破壊でも爆烈的な破壊性状を呈した。常用強度のP C梁のように破壊形式を明瞭に区別することはできなかったが、ACI-ASCE合同委員会報告の破壊形式を利用して分類すると表3のようであった。特に $\sigma_c = 10000 \text{ kg/cm}^2$ の場合、破壊形式の判断がつきにくく、写真1はWCFとSCFに類似した破壊、写真2はDTFに類似した破壊、写真3はMTFの破壊を示した。写真3で示したように曲げ破壊をした梁でも圧縮縁が座屈し、シースが露出するような激しい破壊であった。

(3) 変形状

図8は斜ひびわれ発生時のたわみ(δ_{ic})と破壊荷重の90%でのたわみ(δ_{90})より $(\delta_{90} - \delta_{ic}) / \delta_{ic}$ の値を求め、 σ_c との関係を示したものである。すなわち、 $(\delta_{90} - \delta_{ic}) / \delta_{ic}$ は斜ひびわれ発生から破壊まで梁が有するじん性の目安を表示するものである。せん断破壊した梁において、斜ひびわれ発生後のじん性 $(\delta_{90} - \delta_{ic}) / \delta_{ic}$ は σ_c の大小にかかわらずほぼ2.0以下であったが、せん断補強をし曲げ破壊をした梁では斜ひびわれ発生後のじん性、すなわち $(\delta_{90} - \delta_{ic}) / \delta_{ic}$ の値は2.0~4.0となり、 $\sigma_c = 10000 \text{ kg/cm}^2$ の場合の方が600 kg/cm^2 の場合より少々大きいようである。しかし $\sigma_c = 600 \text{ kg/cm}^2$ の場合は曲げ圧縮破壊であり、曲げ引張破壊をした $\sigma_c = 10000 \text{ kg/cm}^2$ の場合と一概には比較できないが、高強度P C梁でもせん断補強することによりじん性のある程度まで改善できるように思えた。

高強度P C梁の曲げ破壊性状は写真3で示したように極めてぜい性的であることを考慮すると、じん性が多少あると言っても破壊の前兆を予想し難く設計では許容曲げ圧縮応力度の低減、あるいは破壊に

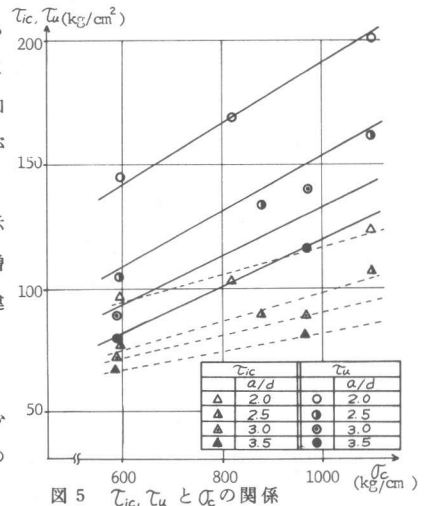


図5 τ_{ic} , τ_u と σ_c の関係

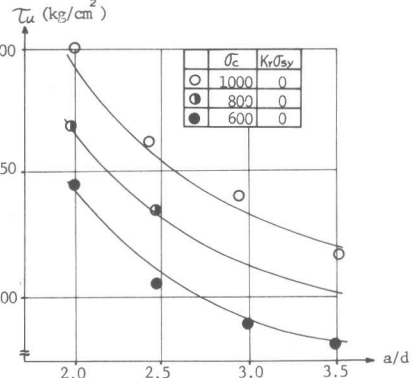


図6 τ_u と a/d の関係

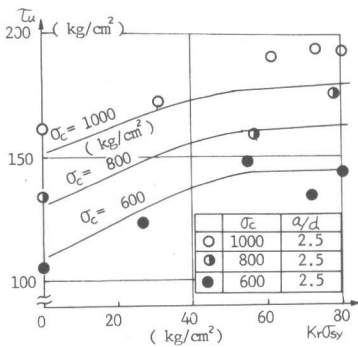


図7 τ_u と $Kr\sigma_{sy}$ の関係

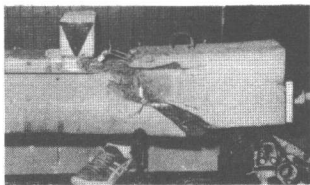


写真1 WCFとSCF

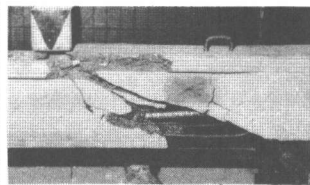


写真2 DTF

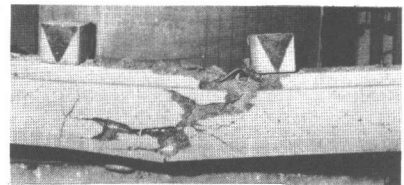


写真3 MTF

対する安全度の検討でコンクリートの安全係数を高くとるなどの配慮が必要である。

(4) せん断強度特性

図9は τ_u と σ_c の関係について当研究室において過去数年間に行なった実験結果を含めて示したものである。なお、 $\sigma_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ から 500 kg/cm^2 までの梁と $\sigma_c = 600 \text{ kg/cm}^2$ でWCFの破壊形式をした梁では導入直後における部材引張部の圧縮応力度(σ_{ct})は 130 kg/cm^2 と一定であり、この σ_{ct} は土木学会PC示方書における $\sigma_c = 300 \text{ kg/cm}^2$ の場合の導入直後部材引張部許容曲げ圧縮応力度とほぼ一致する。図中の実線はCEB-FIP Model Code (1978)および土木学会PC示方書(昭和53年)の腹部圧壊に対する規定値、すなわちせん断耐力の上限値を示し、 $\sigma_c = 1000 \text{ kg/cm}^2$ まで直線的に延長させ

たものである。 $a/d = 2.0, 2.5$ の場合、無補強梁の τ_u の増加割合は $\sigma_c = 600 \text{ kg/cm}^2$ を境にして多少異なり、高強度に比べ低強度で幾分大となるが、 $a/d = 3.0, 3.5$ の場合ではこの τ_u の増加割合はコンクリートの高強度、低強度にかかわらず一定であり、 $\tau_u = 0.1 \cdot \sigma_c$ の関係式で表わされる。また、十分に腹部補強を行なった場合においても、 σ_c が 600 kg/cm^2 を越えると、梁は $\tau_u = 0.2 \cdot \sigma_c$ 以下の値で腹部圧壊により破壊することがあった。よってCEB-FIP Model Codeの τ_u の上限値の規定は、 600 kg/cm^2 以上の高強度PCにおいて若干危険側になる場合もあると思われる。

4. 結び

高強度PC梁のせん断破壊特性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) コンクリートの強度に応じて導入プレストレスの値を変えた高強度PC梁の斜びびわれ強さ、終局せん断強さはコンクリートの圧縮強度の増加に応じてほぼ直線的に増加し、プレストレスの影響が極めて著しい。
- (2) 高強度PC梁の終局せん断強さは a/d が小なる範囲でコンクリート強度の影響を極めて受ける。
- (3) 高強度PC梁の曲げ破壊性状は極めてぜい性的であり、補強してじん性を高めても破壊の前兆は予想し難く、設計において許容曲げ圧縮応力度の低減、破壊安全度の検討で安全係数の値を高く取るなどの配慮が必要である。
- (4) 高強度PC梁の τ_u の上限値は a/d が小なる時幾分低減する必要があると思われる。

本研究の実験実施に当たり学部4年仲野義邦君、林裕之君から多大な援助を受けました。ここに謝意を表します。

(文献) (1) 船越 稔：プレストレスコンクリート単純梁のせん断強さ，広島大学工学部研究報告，Vol. 25，No. 1，pp. 49～58，1976年

(2) 船越 稔・岡本享久：PC梁腹部の斜圧縮強さに関する基礎研究，第1回コンクリート工学年次講演会講演論文集，pp. 325～328，1979年

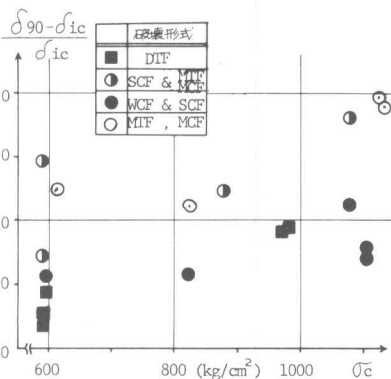


図8 斜びびわれ発生後のじん性

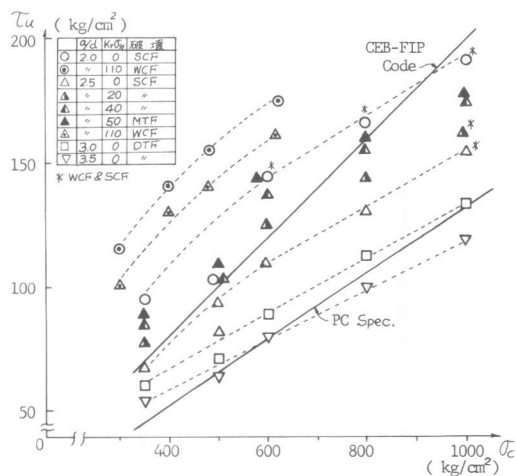


図9 τ_u と σ_c の関係(常用強度のPC梁との比較)